

COMUNE DI SIRACUSA

TITOLO PROGETTO:

RIELABORAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO DELL'APPRODO TURISTICO "MARINA DI SIRACUSA" SVILUPPATO SULLA BASE DEI CONTENUTI DEL PROGETTO PRESENTATO E DISCUSO IN CONFERENZA DEI SERVIZI IN DATA 15.02.2021

COMMITTENTE:

S.P.E.R.O. s.r.l.
Via Elorina 29 - 96100 Siracusa - Italy

PROGETTISTA GENERALE

TEAMNETWORK s.r.l. - Engineering & Management
Via Luigi Spagna 50/L-M, 96100 Siracusa - Italy



TITOLO ELABORATO:

**RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURALE E GEOTECNICO**

Scala 1:1000 Formato A0

FILE

PROGETTISTA

Progettista architettonico:
Arch. Mario Rizza

Progettista strutture ed impianti:
Ing. Paolo Calafiore

Geologia e Ambiente:
Dott. G. Bellomo

Dott. G. Anselmo

NUMERO DOCUMENTO

IMM12-08

Mds

PD

REL

STR.02

47

R0

JOB N.

COD. 1

COD. 2

COD. 3

COD. 4

COD. 5

REV. n.

N. REV

DATA

DESCRIZIONE

DRW.

CHK.

APP.

Provincia di Siracusa
COMUNE DI SIRACUSA

MARINA DI SIRACUSA

**RIELABORAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO DELL'APPRODO TURISTICO
"MARINA DI SIRACUSA" SVILUPPATO SULLA BASE DEI CONTENUTI DEL
PROGETTO PRESENTATO E DISCUSO IN CONFERENZA DEI SERVIZI IN DATA
15.02.2021**

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

LUGLIO 2023

VERSIONE:	DESCRIZIONE:	PREPARATO:	APPROVATO:	DATA:
01	EMISSIONE			21/06/2023
NOME FILE:			DISTRIBUZIONE: RISERVATA	

1. PREMESSA

Questo elaborato consta in una Relazione di calcolo strutturale e geotecnico a supporto del progetto **PROGETTO DEFINITIVO DELL'APPRODO TURISTICO "MARINA DI SIRACUSA" SVILUPPATO SULLA BASE DEI CONTENUTI DEL PROGETTO PRESENTATO E DISCUSO IN CONFERENZA DEI SERVIZI IN DATA 15.02.2021**. Per la stesura di questo e di tutti gli adempimenti conseguenti la società S.P.E.R.O. Srl ha incaricato la Società CALAFIORE ENGINEERING SRL, con sede in Siracusa in Viale Scala Greca n°330, il cui amministratore è l'Ing. Paolo Calafiore.

In particolare, il presente documento costituisce la relazione di calcolo strutturale e geotecnico delle opere a terra e a mare da realizzare nell'ambito del progetto. Si descrivono di seguito i modelli di calcolo utilizzati per la schematizzazione delle opere e delle azioni agenti e si riportano i risultati delle verifiche.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche riportate nel presente documento sono state eseguite in conformità alla vigente normativa nazionale di seguito riportata:

- NTC 2018 recitante "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE

3.1 OPERE A TERRA

Nel progetto sono state individuate tre aree funzionalmente omogenee, identificate come segue:

- 1) Area Servizi Urbani: aperta alla fruizione degli avventori siano essi diportisti e non (parcheggi, attrezzature ricreative, servizi di ristoro, servizi urbani e foresterie);
- 2) Area Diporto: destinata ai diportisti, agli armatori ed alle imbarcazioni, in cui verrà fornito ogni servizio utile alla persona ed alla barca (club nautico, scuola avviamento sport nautici, servizi di ristoro, attrezzature ricreative e di intrattenimento);
- 3) Area Cantieristica e Tecnica: destinata ai servizi manutentivi per la completa cura dell'imbarcazione ed al rimessaggio coperto (piazzali per la manutenzione e rimessaggio, rimessaggi coperti, officine, magazzini ricambi e depositi, uffici).

L'area destinata ai Servizi Urbani comprende le strutture di seguito descritte:

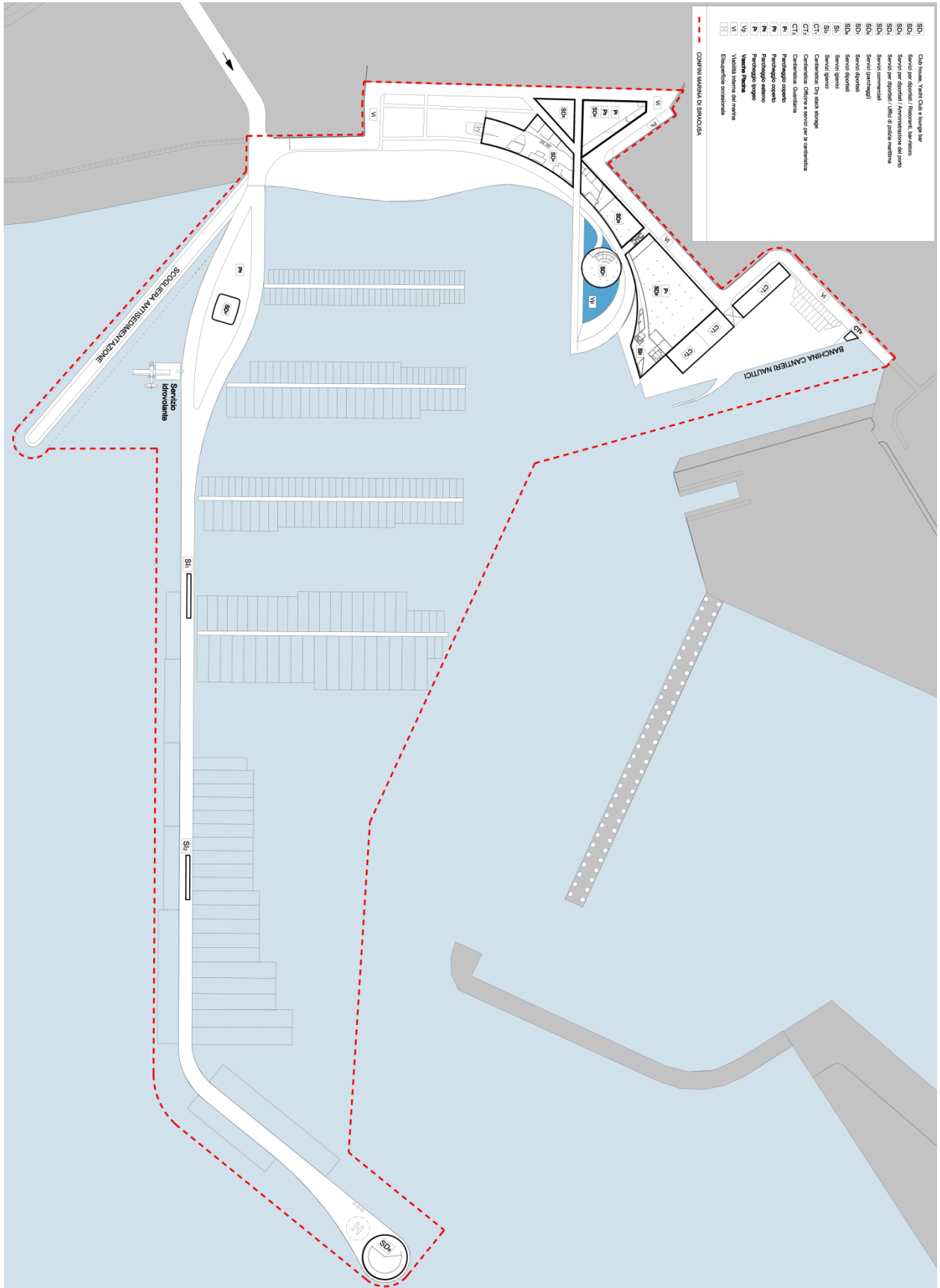
- Edifici destinati ad attività commerciali, di ristoro e foresterie;
- Parcheggi realizzati con struttura in calcestruzzo armato e muniti di rampe d'accesso per le auto al piano interrato (nel caso del parcheggio ipogeo). Adiacente ad un lato lungo del parcheggio interrato è stato ricavato un grande locale tecnico con accesso da due corti a cielo aperto, in cui sono state collocate tutte le riserve idriche, sia potabili che antincendio, con i relativi gruppi di pompaggio.

L' Area per il Diporto è caratterizzata dalla presenza di un sistema di corpi di fabbrica e da ampie coperture dalla inequivocabile forma ad ala di idrovolante, che oltre a garantire una valida protezione dall'irraggiamento solare e dalla pioggia, sostengono un sistema di produzione di energia elettrica grazie all'utilizzo di pannelli fotovoltaici. Questa area comprende le strutture di seguito descritte:

- Un edificio destinato a club nautico e club house, codificato con la sigla SD1. L'edificio è destinato ad accogliere al suo interno due funzioni, una prettamente amministrativa comprendente uffici direttivi, sale riunioni e segreteria, nonché servizi igienici, l'altra destinata al "club house" ovvero ad uno spazio comprendente una grande sala polivalente, una sala dedicata alla lettura, ed una zona ristoro estesa altresì sulla terrazza superiore. L'edificio, con superficie coperta pari a 500 m², è dotato di un solo livello fuori terra e da una terrazza di copertura fruibile come estenso spazio a terra. Il club nautico si completa con una piscina esterna.
- Edifici, contrassegnati dalla sigla SD, destinati ad ospitare un complesso di funzioni con servizi per i diportisti, prospicienti la darsena artificiale, comprendenti bar, ristorante panoramico, servizi vari e un sistema di due gradinate.
- Edifici, contrassegnati dalla sigla SI, destinati ad ospitare i servizi igienici per i diportisti, che sono collocati sulla banchina e lungo il molo di ponente. Sono delle strutture di dimensioni variabili che spesso si integrano all'interno delle strutture esistenti.

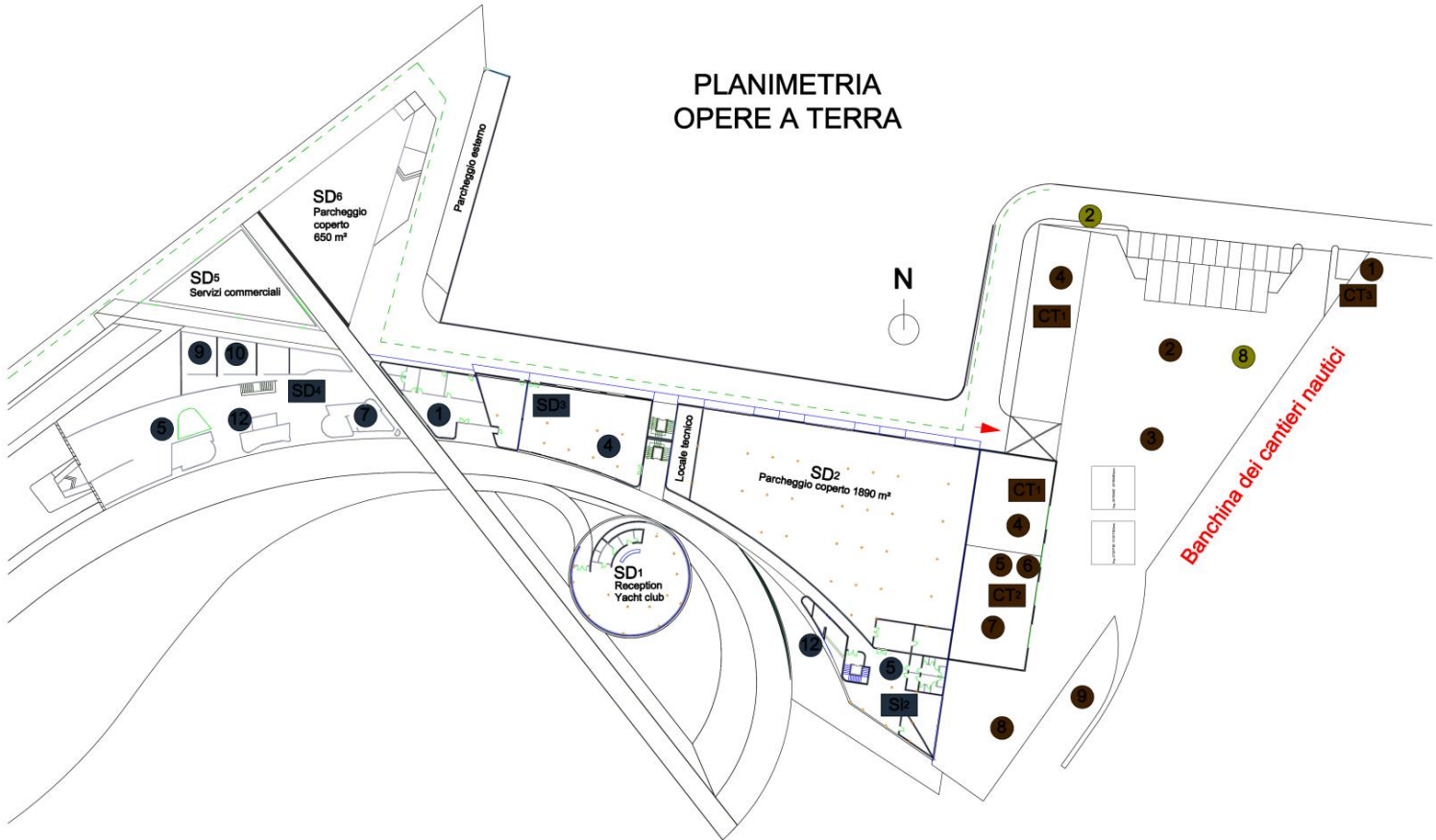
Nell'Area Cantieristica e Tecnica il costruito si suddivide fundamentalmente in tre edifici identificati con le sigle CT1, CT2 e CT3.

- Il CT1 è un edificio a forma di parallelepipedo, chiuso su tre lati ed aperto dal solo lato prospiciente il piazzale destinato al rimessaggio coperto dei mezzi nautici. Il suo interno è costituito da una struttura metallica con elementi verticali ed orizzontali realizzati con profilati di acciaio che ha lo scopo di posizionare le imbarcazioni a quote diverse ottimizzando gli spazi sfruttando l'altezza.
- Il CT2 è un edificio destinato all'officina, al magazzino ricambi e agli uffici amministrativi, con struttura interna parzialmente a doppia altezza.
- Il CT3 è la guardiania del cantiere. Al suo interno sono ricavati un locale da lavoro ed un servizio igienico..



Planimetria delle opere in progetto

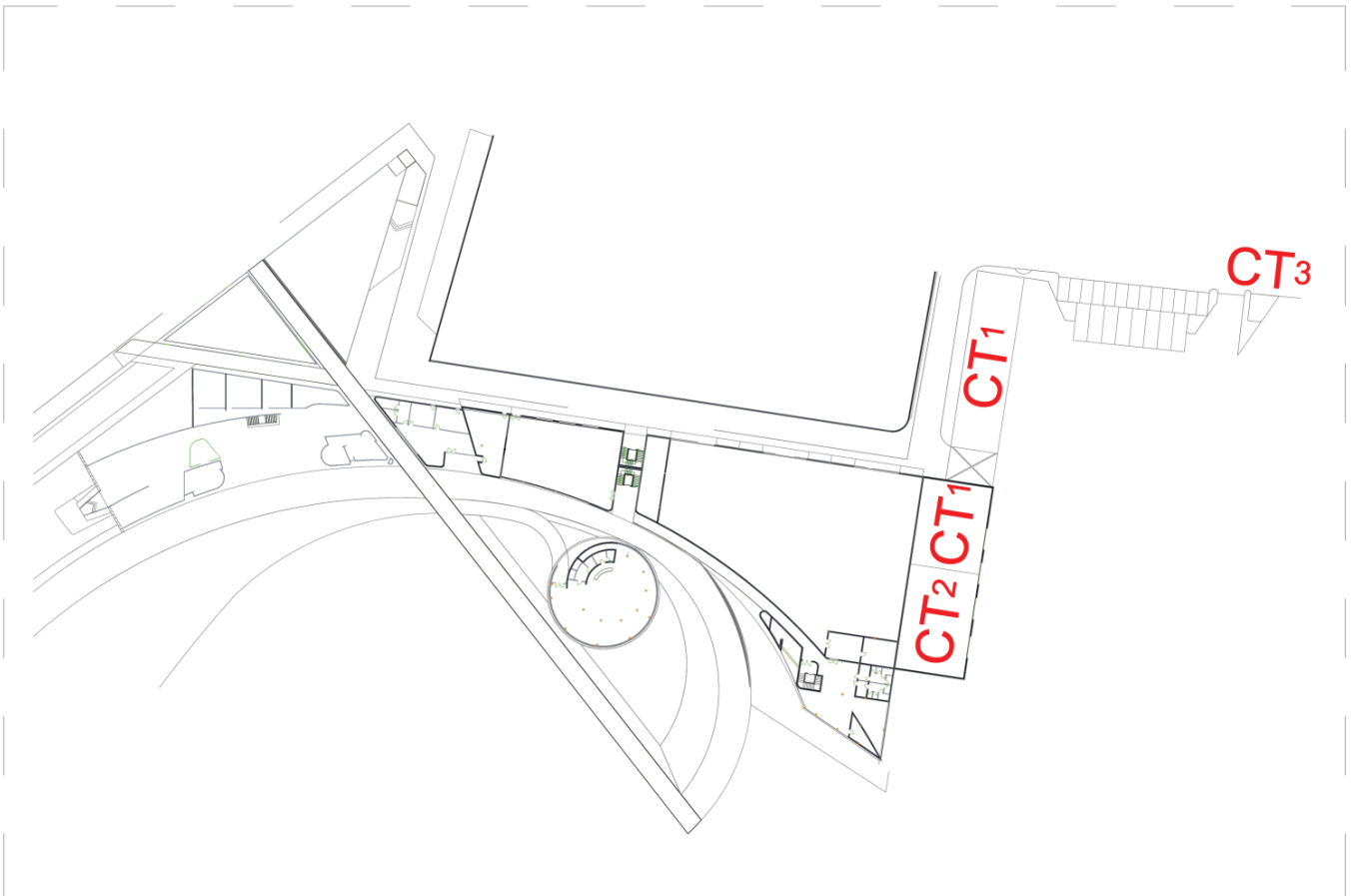
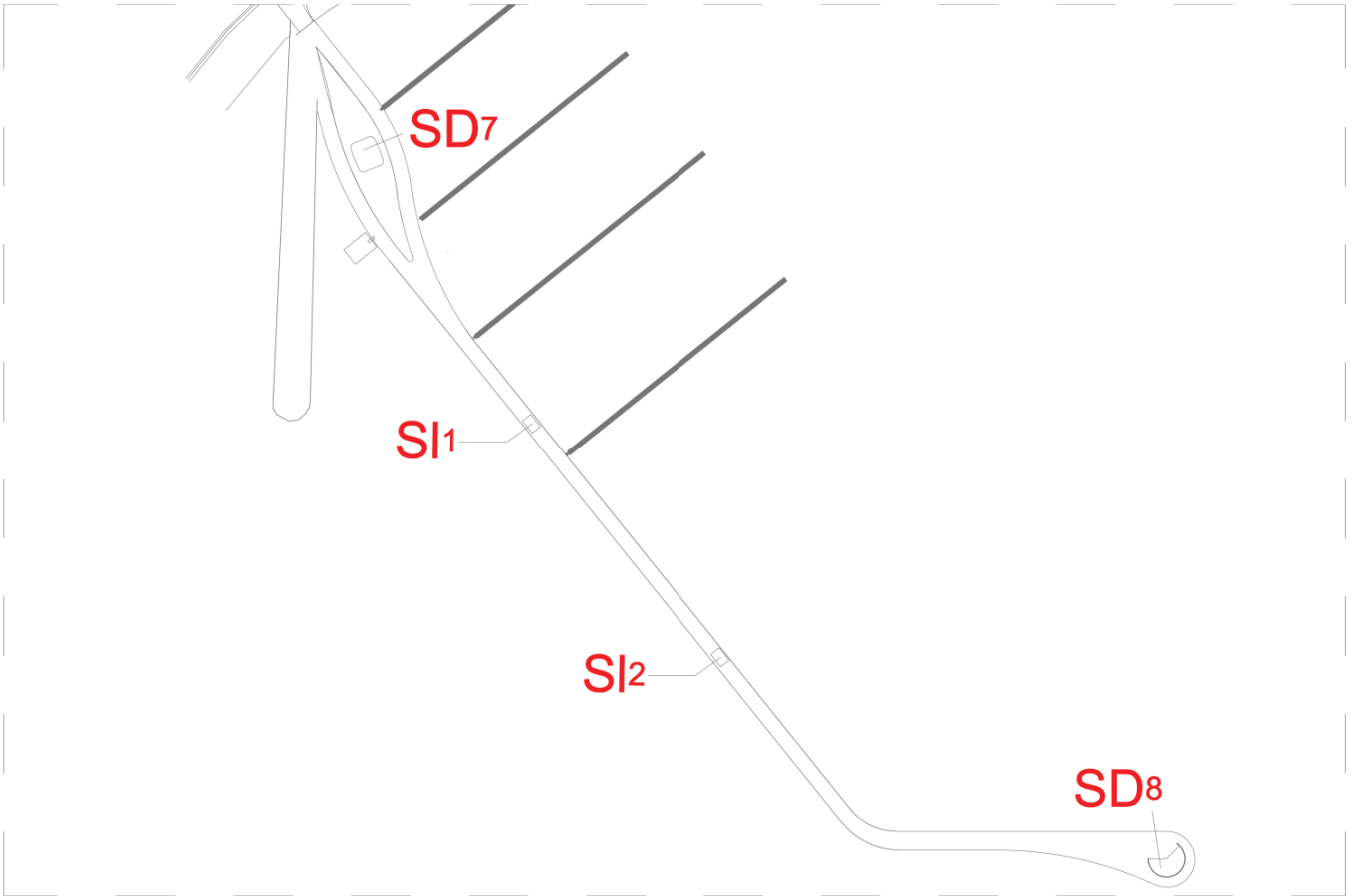
PLANIMETRIA OPERE A TERRA



EDIFICI E LORO DESTINAZIONI D'USO

Superficie Livelli

SD ₁	Club house, Yacht Club e lounge bar	700 m ²	2
SD ₂	Servizi per diportisti / Ristoranti, bar-ristoro	3.000 m ²	2
SD ₃	Servizi per diportisti / Amministrazione del porto	106 m ²	1
SD ₄	Servizi per diportisti / Uffici di polizia marittima	80 m ²	1
SD ₅	Servizi commerciali	393 m ²	1
SD ₆	Servizi (parcheggi)	2.540 m ²	1
SI ₂	Servizi igienici	118 m ²	1
CT ₁	Cantieristica: Dry stack storage	642 m ²	3
CT ₂	Cantieristica: Officine e servizi per la cantieristica	340 m ²	2
CT ₃	Cantieristica: Guardiania	27 m ²	1



Le opere a terra hanno strutture a telaio in cemento armato, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali.

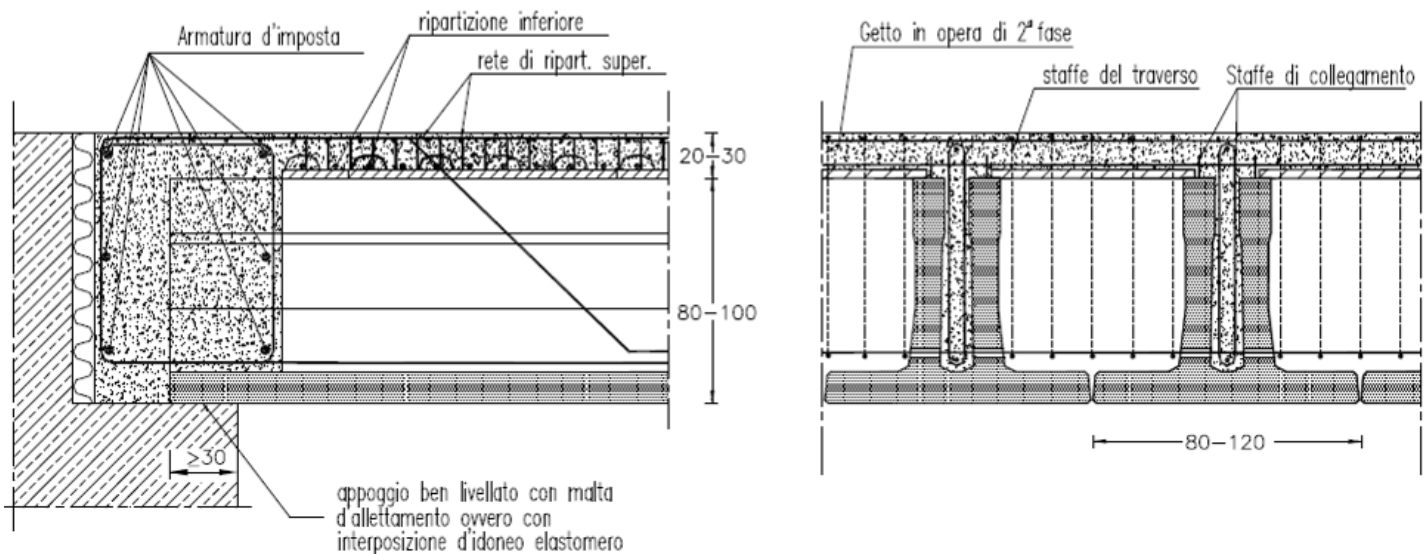
Per le parti di edifici da realizzare in acciaio, si prevede l'utilizzo di carpenteria metallica pesante in acciaio S355 e di carpenteria media e leggera in acciaio S275J.

I solai previsti sono di tipo latero cementizio con altezze variabili in funzione dei carichi accidentali oscillanti tra i 2 kN/m² e 3 kN/m². I tompagni esterni saranno realizzati in blocchi di laterizio porizzato di spessore 25 cm.

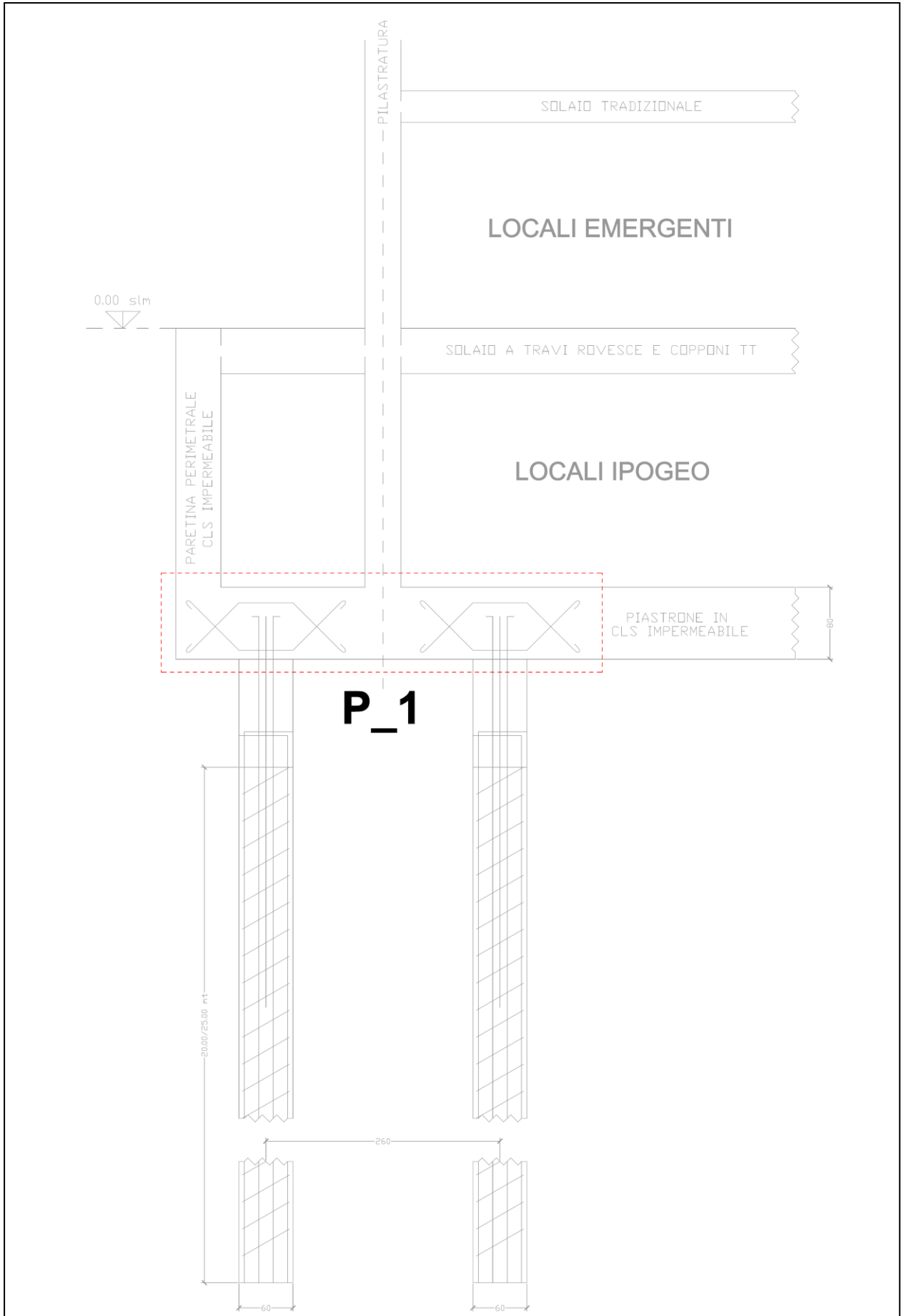
Nel parcheggio P11, in cui è previsto un carico d'esercizio pari a 15 kN/m², i solai saranno realizzati con l'utilizzo di pannelli in c.a.p. (C45/55) a doppio T rovescio (base 120 cm) di altezza pari a 100 cm che costituiscono gli elementi costruttivi principali della struttura.

La struttura viene formata accostando i pannelli in opera ed eseguendo, previo collocamento delle armature metalliche integrative, il getto di completamento. Inoltre, verranno predisposti tra i pannelli delle piastre in c.a. ottenendo così una sezione alleggerita.

Il sistema di fondazione è a travi rovesce, di altezza pari a 120 cm, su pali del diametro di 40 cm. e profondità pari a 35 m.



Particolari generalistici solaio autoportante



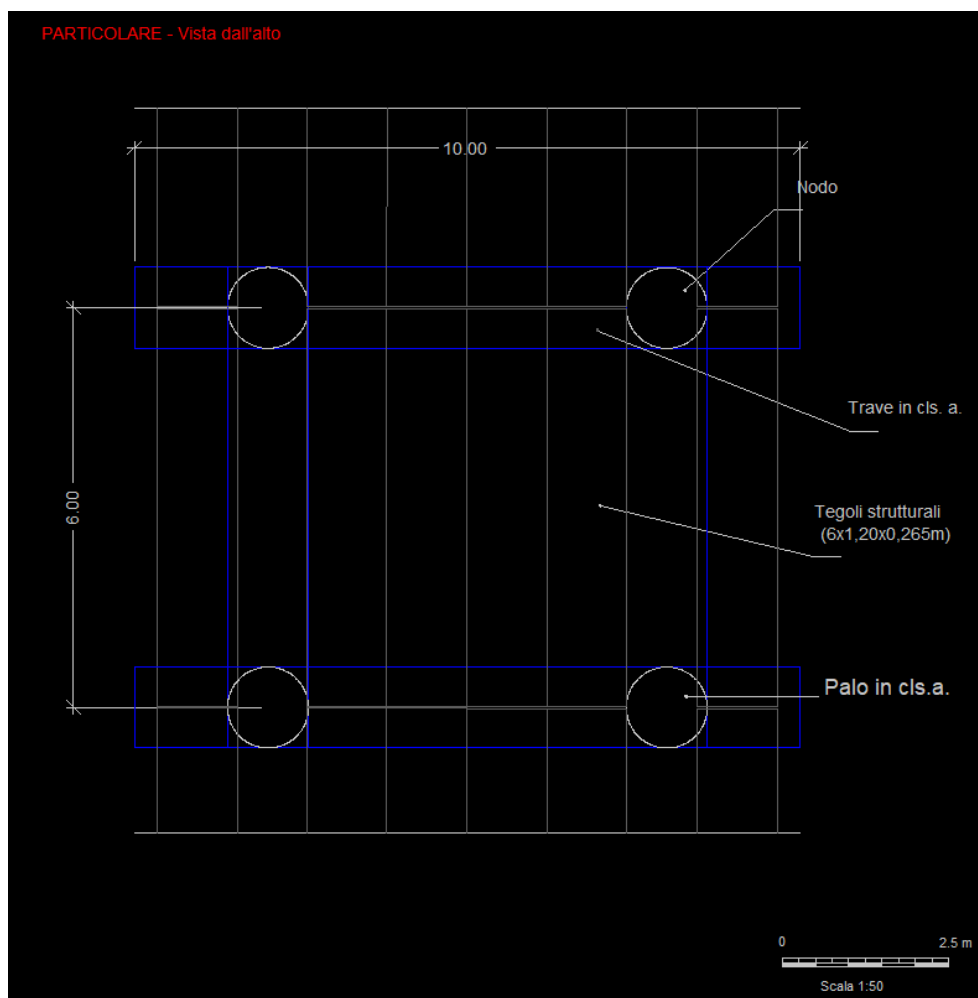
3.2 OPERE MARITTIME

L'intervento prevede la chiusura, a sud-ovest del costruendo Marina di Archimede, di uno specchio acqueo di circa 63.400 m² a mezzo del Molo di Ponente che si diparte dalla colmata dove sorgono gli edifici destinati alla fruizione pubblica ed al diporto.

Si distinguono dunque:

- Colmata protetta da paratia di pali;
- Molo di ponente;
- Scogliera antisedimentazione.

La paratia, eseguita con pali secanti, delimita la colmata realizzata utilizzando del materiale di dragaggio opportunamente migliorato. I pali sono realizzati in cls.a. e hanno un diametro pari a 1000 mm.



Lungo i lati che delimitano lo specchio acqueo per il diporto, sui pali saranno solidarizzati dei cassoncini con celle antiriflettenti. Ai piedi della palificata saranno posizionati dei massi in cls.a. per la protezione al piede della stessa.

Il molo foraneo è lungo circa 520 m, ed è costituito da una bilatera. Il primo tratto ha direzione Nord Ovest – Sud Est ed è lungo 345m, mentre il secondo piega in direzione Est ed ha lunghezza pari a 174m.

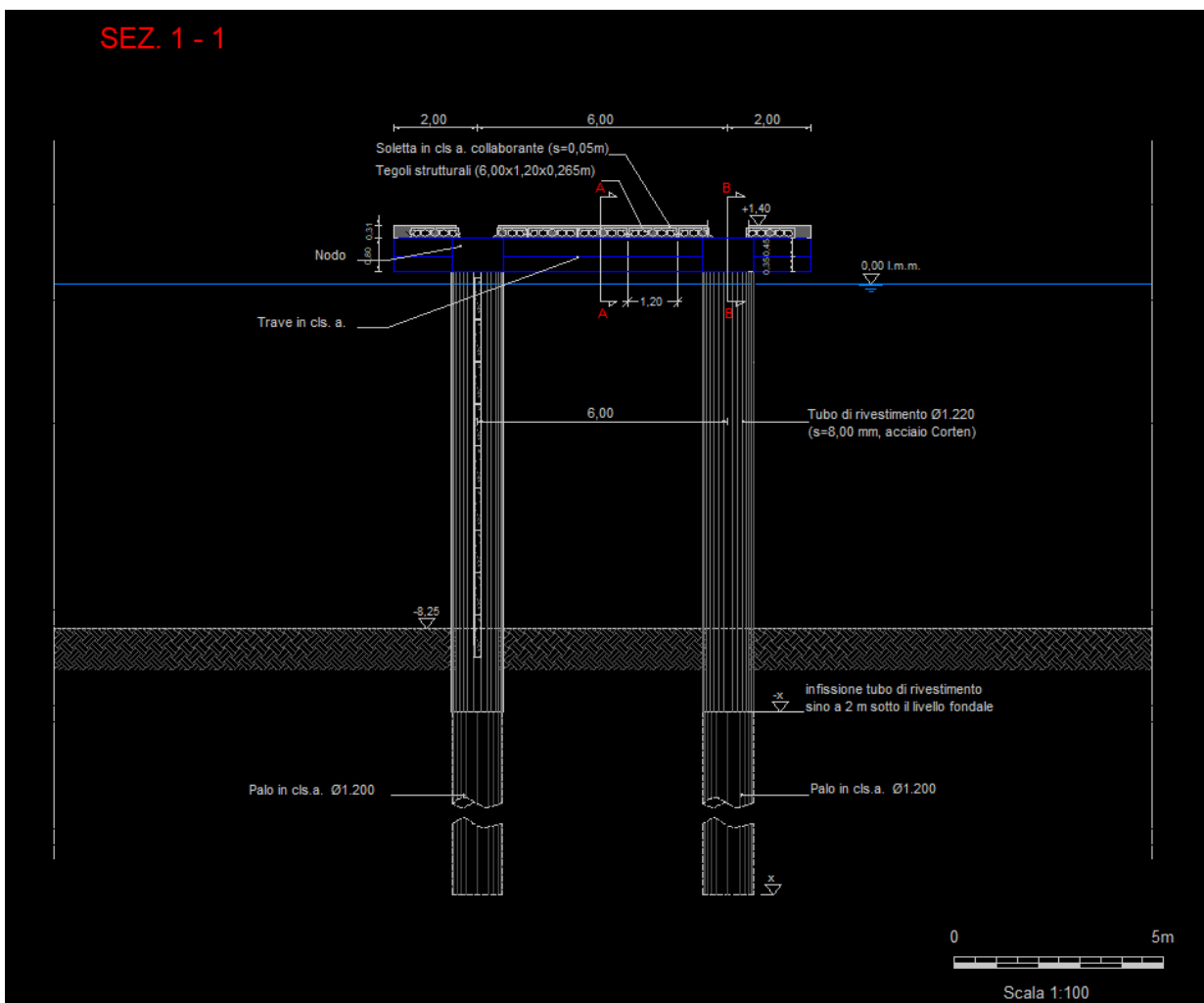
Il piano di calpestio è a quota +1,60 m rispetto al l.m.m.; la larghezza è di 8 m per il primo tratto, di 10 m per il secondo e si allarga infine per raccordarsi alla testata circolare.

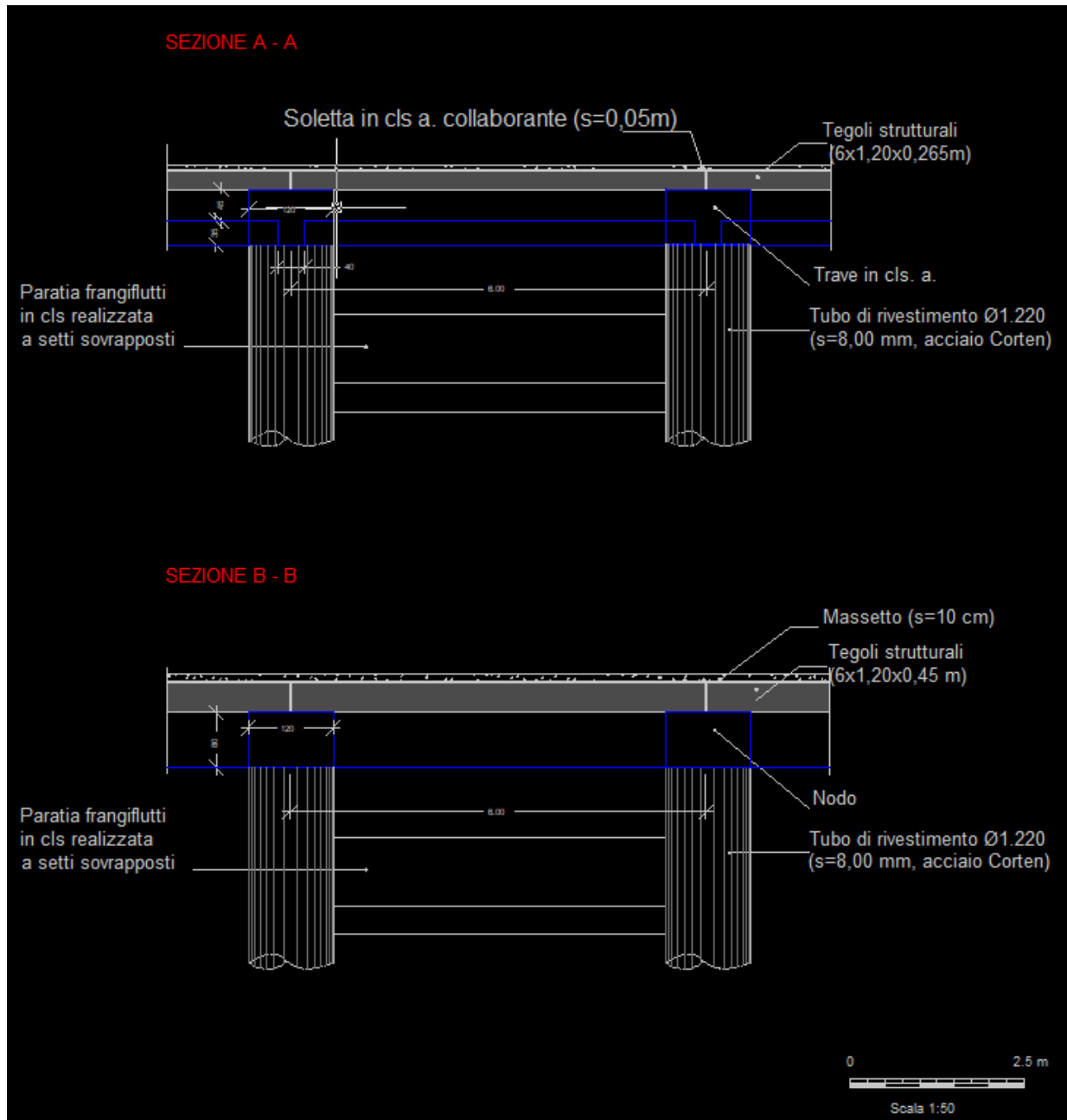
Il molo è realizzato su pali trivellati in cls.a. rivestiti, per la parte non infissa, da lamierino in acciaio Cor-ten e aventi diametro variabile da 1000 a 1200mm.

A nord ovest dell'opera portuale verrà realizzata una scogliera antisedimentazione che si radica sulla battigia.

Questa sarà lunga circa 210 m e orientata secondo l'asse N - S. Essa sarà realizzata con due tipologie di massi delle quali la più esterna è di 2° categoria.

La quota della berma sarà di 0,50 m rispetto al l.m.m.. La scogliera antisedimentazione sarà radicata presso la foce del Canale Regina; la testata della stessa raggiungerà fondali sulla batimetrica dei -2,5 m rispetto al l.m.m.





4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZI

Calcestruzzo per opere marittime

Classe di resistenza	C35/45 ($R_{ck} = 45$ MPa)
Classe di esposizione	XS3
Classe di consistenza	S3
Densità	2.4 t/m ³
Dimensione massima aggregato	32 mm

Rapporto massimo a/c	0.45
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Copriferro	50 mm.
<i>Calcestruzzo per opere a terra</i>	
Classe di resistenza	C35/45 (Rck = 45 MPa)
Classe di esposizione	XS1 per le strutture in elevazione e XS2 per le fondazioni.
Classe di consistenza	S3
Densità	2.4 t/m ³
Dimensione massima aggregato	20 mm
Rapporto massimo a/c	0.45
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Copriferro	40 mm.

4.2 ARMATURE PER C.A.

Acciaio per barre ad aderenza migliorata:

B450A SALDABILE PER $5 \leq \varnothing \leq 10$ mm

$f_y/f_{yk} \leq 1.25$; $1.15 \leq f_t/f_y \leq 1.35$

B450C SALDABILE PER $6 \leq \varnothing \leq 40$ mm

$f_y/f_{yk} \leq 1.25$; $f_t/f_y \geq 1.05$

f_y = singolo valore di snervamento

f_{yk} = valore nominale di riferimento

f_t = singolo valore di tensione a rottura

Acciaio per pali:

Tubi (EN 10219-1/2) S355 (ex Fe510) $f_y \geq 355$ MPa

Acciaio per carpenteria metallica pesante:

Profili IPE, HEA, Tondi (EN 10025) S355 (ex Fe510) $f_y \geq 355$ MPa

Acciaio per carpenteria metallica media e leggera:

Profili IPE S355 (ex Fe510) $f_y \geq 355$ MPa

4.3 LEGNO LAMELLARE

Classe di resistenza	GL32H
Resistenza caratteristica a compressione per flessione $f_{m,k}$	32 MPa
Resistenza caratteristica a compressione $f_{c,0,k}$	31 MPa
Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k}$	2.7 MPa
Classe di servizio	3

5. AZIONI E COMBINAZIONE DELLE AZIONI

5.1 AZIONE DEL SISMA

Per lo studio sismico si rimanda alla relazione che costituisce l'elaborato di progetto "B.7 - Studio Sismico".

5.1.1 METODO DI ANALISI LINEARE STATICA

Per il calcolo dell'azione sismica sulle strutture, tenuto conto che si intende effettuare un'analisi statica equivalente, è stata utilizzata l'espressione:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \lambda \cdot W$$

- in cui $S_d(T_1)$ è la funzione spettro di progetto per componenti orizzontali valutata sia per le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) che per le verifiche allo stato limite di danno (SLD);
- W è il peso sismico della struttura;
- λ è un coefficiente posto pari a 1 in quanto le strutture analizzate hanno tutte meno di tre piani sismici.

5.1.2 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI – METODI DI ANALISI

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6 delle NTC.

MURI DI SOSTEGNO

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante un metodo pseudostatico.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, il valore del coefficiente sismico orizzontale k_h può essere valutato mediante l'espressione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II delle NTC. Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tabella 7.11.I delle NTC).

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, si devono distinguere due differenti condizioni:

- permeabilità del terreno bassa ($k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido;
- permeabilità del terreno elevata ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui l'acqua interstiziale si muove rispetto allo scheletro solido.

Nel primo caso, per la valutazione dell'azione inerziale il terreno può essere trattato come un mezzo monofase. Nel secondo caso, gli effetti indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua devono essere valutati separatamente (analisi disaccoppiata). Il caso in esame, tenuto conto delle caratteristiche del terreno di cui si vuole contenere la spinta, in gran parte ottenuto dalla attività di dragaggio a ridosso della banchina, coincide con il primo.

PARATIE

Per la paratia, l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. La componente orizzontale a_h dell'accelerazione equivalente deve essere ricavata in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

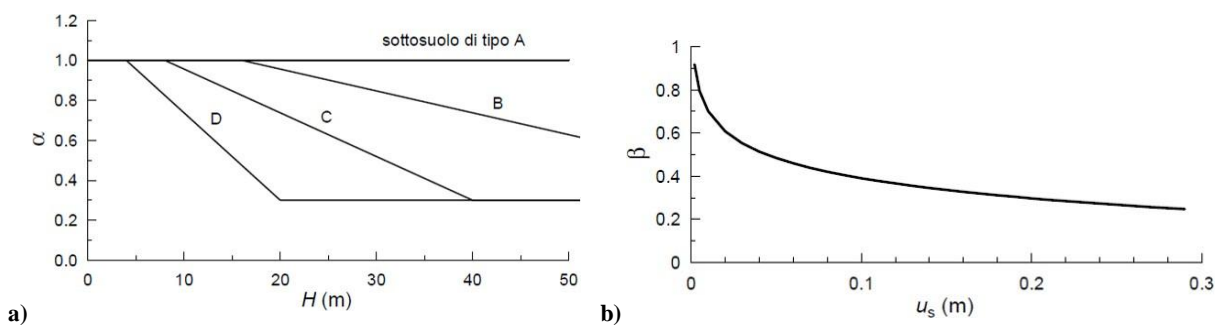
dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha < 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta < 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come $a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2 delle NTC.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma delle NTC, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Se $\alpha \cdot \beta < 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \times a_{\max} / g$.



Diagrammi per la valutazione del coefficiente: a) di deformabilità α ; b) di spostamento β .

5.2 CARICO NEVE

Dal punto di vista altimetrico gli edifici del porto turistico sono posti alla quota del livello del mare. Secondo quanto riportato nelle NTC 2018, gli edifici ricadono nella "zona III di carico neve". Poiché è posta ad una quota inferiore ai 200 m s.l.m. e le coperture sono piane, il calcolo del carico neve è il seguente:

- valore del coefficiente di forma $\mu = 0.8$ (coperture piane);
- valore di riferimento carico neve al suolo $q_{sk} = 0.6 \text{ kN/m}^2$;
- valore del coefficiente di esposizione (aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti) $c_E = 0.9$;

il carico neve risulta quindi $q_s = \mu \times q_{sk} \times c_E = 0.8 \times 0.6 \times 0.9 = 0.43 \text{ kN/m}^2$.

5.3 AZIONE DEL VENTO

Facendo riferimento alle NTC 2018, sopra citato e alla Circolare del Consiglio Superiore dei LL. PP. del 2 febbraio 2009 n. 617, l'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b C_e C_p C_d$$

essendo gli edifici del porto turistico posti sul mare (altitudine del sito ove sorge la costruzione - a_s - minore dell'altitudine di riferimento della zona - a_0 -) e ricadenti nel territorio della regione Sicilia, quindi nella "zona IV di carico vento", classe di rugosità del terreno D.

La categoria d'esposizione è indipendente dall'altitudine del sito poiché appartenente nella fascia entro i 40 km dalla costa. Si ha:

- densità dell'aria $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$;
- velocità di riferimento del vento $v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$;
- altitudine di riferimento della zona $a_0 = 500 \text{ m}$;
- pressione cinetica di riferimento $q_b = 1/2 \times \rho \times v_b^2 = 490.0 \text{ N/m}^2$;
- coefficiente di esposizione $c_e(z) = c_e(z_{\min}) = 1.9$
- coefficiente di forma $c_p =$
 - 0.8 parete sopravvento
 - 0.4 parete e copertura sottovento
 - 0.4 copertura sottovento
 - 0,8 (1+sin α) tettoia a due spioventi piani con displuvio – spiovente sopravvento
 - 0.6 tettoia a due spioventi piani con displuvio – spiovente sottovento.
- coefficiente dinamico $c_d = 1$.

La pressione del vento risulta:

$p_f = 0.74 \text{ kN/m}^2$	parete sopravvento
$p_f = -0.37 \text{ kN/m}^2$	parete e copertura sottovento
$p_f = 0.89 \text{ kN/m}^2$	tettoia a due spioventi piani con displuvio – spiovente sopravvento $\alpha=11^\circ$;
$p_f = -0.56 \text{ kN/m}^2$	tettoia a due spioventi piani con displuvio – spiovente sottovento $\alpha=11^\circ$.

5.4 AZIONI ECCEZIONALI

Ricadono fra le azioni eccezionali le forzanti prodotte dal moto ondoso riportate nella Relazione di Calcolo di Stabilità Idraulica delle Opere Marittime (STR.01).

Verranno valutati di volta in volta, in relazione all'uso ed al posizionamento delle strutture, gli urti delle imbarcazioni contro le stesse.

5.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni considerate sono: peso proprio e carichi permanenti (sinteticamente denominati "peso" nel seguito), sisma lungo due direzioni ortogonali, neve, vento ed azioni eccezionali.

Le combinazioni, in aderenza a quanto previsto dal DM 17.01.2018, ai fini delle verifiche per stati limite, in particolare Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Danno (SLD), sono quelle di seguito riportate:

Combinazioni fondamentali (SLV):

- 1.3*peso proprio + 1.5*carico permanente + 1.5*carico variabile + 1.5*0.5*neve + 1.5*0.6*vento;
- 1.3*peso proprio + 1.5*carico permanente + 1.5*neve + 1.5* Ψ_{0j} *carico variabile + 1.5*0.6*vento;
- 1.3*peso proprio + 1.5*carico permanente + 1.5*vento + 1.5*0.5*neve + 1.5* Ψ_{0j} *carico variabile.

Combinazioni sismiche (SLV e SLD):

- 1.0*sismax + 0.3*sismay + 1.0*(peso proprio + carico permanente) + Ψ_{2j} *carico variabile;
- 1.0*sismay + 0.3*sismax + 1.0*(peso proprio + carico permanente) + Ψ_{2j} *carico variabile.

Combinazione eccezionale (SLV):

- 1.0*(peso proprio + carico permanente) + 1.0*carico eccezionale + Ψ_{2j} *carico variabile.

Ciascuna delle combinazioni suddette risulta più o meno gravosa per ciascuno dei componenti strutturali anche in funzione del tipo di verifica (a taglio, a pressoflessione, etc.).

6. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

La verifica della sicurezza strutturale nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espressa dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate; E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{M_i} e γ_{F_i} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali viene adottato l'approccio progettuale 2, impiegando quindi un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 della Tabella 2.6.I delle NTC di seguito riportata) e per la resistenza dei materiali.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si effettua controllando aspetti di funzionalità.

Per la paratia, per la quale la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera, la verifica di sicurezza geotecnica relativa lo stato limite per collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido) deve essere effettuata con l'approccio progettuale 1, combinazioni 1 e 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali.

Per la verifica dei pali verranno utilizzati specifici coefficienti parziali di sicurezza più ampiamente discussi nelle sezioni dedicate.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU(Tabella 2.6.I delle NTC).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_t	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle NTC).

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno(Tabella 6.5.I delle NTC).

6.1 VERIFICA DI RESISTENZA

6.1.1 SFORZO NORMALE E FLESSIONE (ELEMENTI IN CLS.A.)

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni in c.a. di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione;

Con riferimento alla sezione presso inflessa la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Nel caso di pressoflessione deviata (pilastri soggetti a compressione assiale) la verifica di resistenza della sezione si esegue controllando che:

$$\left(\frac{M_{Ey d}}{M_{Ry d}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ez d}}{M_{Rz d}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove

$M_{Ey d}$, $M_{Ez d}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;

$M_{Ry d}$, $M_{Rz d}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed}/N_{Rcd}$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$$

$$\text{con } N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}.$$

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente $\alpha=1$.

6.1.2 FLESSIONE (ELEMENTI IN LEGNO)

Nel caso di flessione per le sezioni in legno devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti :

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + k_m \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} < 1 \quad \text{e} \quad k_m \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} < 1$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione;

$f_{md} = f_{mk} \gamma_m \times K_{mod}$ è la resistenza di calcolo a flessione;

k_m è un coefficiente, assunto pari a 0.7, che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni, disomogeneità del materiale nella sezione trasversale.

Le resistenze di progetto (esprese in termini di tensioni) f_d sono ottenute assumendo come base le resistenze caratteristiche f_k opportunamente ridotte attraverso il coefficiente parziale di sicurezza γ_m del materiale. Il coefficiente γ_m , per stato limite ultimo, è pari a 1.45. La durata del carico e la percentuale di umidità interna della struttura in opera inducono una variazione della resistenza del materiale attraverso il fattore K_{mod} secondo la formula:

$$f_d = f_k \gamma_m \times K_{mod}$$

Il termine K_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di K_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV delle NTC. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di K_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

6.1.3 PRESSO O TENSO FLESSIONE BIASSIALE (ELEMENTI IN ACCIAIO)

Per sezioni generiche di elementi in acciaio di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ny,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{Ezd}}{M_{Nz,Rd}} \right) \leq 1$$

dove

M_{Eyd} , M_{Ezd} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;

$M_{Ny,Rd}$, $M_{Nz,Rd}$ sono i valori delle due componenti di momento plastico di progetto, ridotti per effetto dello sforzo normale di progetto, valutati separatamente attorno agli assi y e z, e assunti pari ai momenti resistenti plastici $M_{pl,y,Rd}$, $M_{pl,z,Rd}$ valutati separatamente attorno agli assi, avendo ipotizzato le sezioni di classe 2.

Il momento resistente plastico $M_{pl,Rd}$ viene calcolato con la seguente espressione:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} \gamma_{M0}$$

dove

W_{pl} è il modulo di resistenza in campo plastico;

f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio;

γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4.

6.1.4 COMPRESSIONE (ELEMENTI IN ACCIAIO)

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} \cdot \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3.}$$

6.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per le costruzioni, ricadenti in classe d'uso II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi di interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano, per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità, inferiori al limite indicato di seguito:

$$d_r < 0.005 h$$

dove d_r è lo spostamento d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore ed inferiore, e h è l'altezza del piano in metri.

7. EDIFICI CON DUE ELEVAZIONI FUORI TERRA

Si prendano in esame gli edifici con due elevazioni fuori terra (vedi Plan_Pag.5), la prima a 3,30 m dallo spiccato delle fondazioni, la seconda a 6,60 m. La struttura, così come gli altri edifici, è a telaio in cls.a..

La definizione degli elementi costruttivi e dei materiali adoperati ha consentito di valutare le azioni sulla struttura come di seguito riportate.

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato calcolato in base al loro volume considerando un peso del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m³.

Per quanto riguarda il solaio è stato valutato un peso proprio pari a 3.65 kN/m² e carico permanente pari a 2.54 kN/m² per i solai di interpiano e di 2.74 kN/m² per il solaio di copertura.

Inoltre è stato considerato il carico permanente delle pareti perimetrali assunto pari a 6.26 kN/m e dei tompagni assunto pari a 1.0 kN/m².

Facendo riferimento al § 4.2, il carico neve q_s risulta pari a 0.43 kN/m². La pressione del vento è stata assunta pari a quella descritta nel § 5.3.

Avendo considerato l'edificio di Categoria B2, uffici aperti al pubblico il carico d'esercizio è stato assunto pari a 3 kN/m². La copertura è stata considerata di categoria H1, accessibile per sola manutenzione, quindi con un carico d'esercizio pari a 0.5 kN/m².

Di seguito si mostrano i parametri e le ordinate dello spettro allo SLV e allo SLD determinati in funzione delle coordinate geografiche del sito, del fattore di struttura, delle caratteristiche topografiche, della tipologia di suolo, dello stato limite considerato, come precisato nella relazione per la valutazione dell'azione sismica (elaborato di progetto "B.7 - Studio Sismico"), e delle caratteristiche della struttura.

Ipotizzando di progettare in classe di duttilità bassa (CD"B"), il valore del fattore di struttura q è stato assunto pari 3.45.

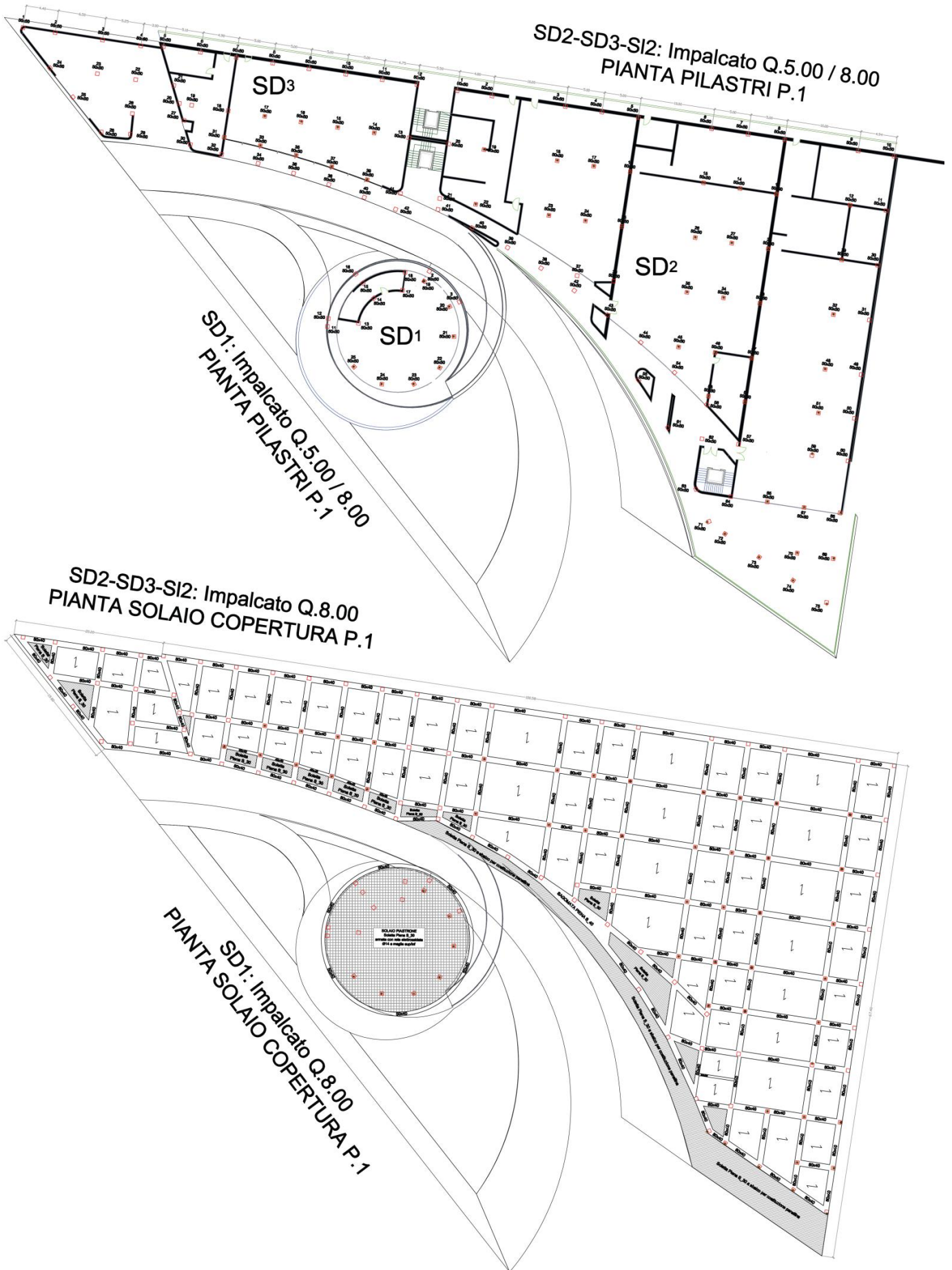
Il periodo fondamentale della struttura T_1 , assunto pari a 0.309 è stato stimato utilizzando la formula $T_1 = C_1 \times H^{3/4}$ dove H è l'altezza della costruzione dal piano di fondazione, pari a 6.6 m, e C_1 è pari a 0.075.

Il calcolo dell'azione sismica è stato condotto come specificato nel § 5.1.1.

L'ordinata dello spettro di risposta di progetto $S_d(T_1)$ risulta pari a 0.247g per lo SLV e pari a 0.285g per lo SLD.

Il peso sismico W dell'intera struttura, in accordo con l'analisi dei carichi precedentemente effettuata e considerando le aliquote riportate nella normativa di riferimento, risulta quindi pari a 2819.6 kN.

In definitiva l'azione sismica orizzontale sull'intera struttura è $S_d \times W = 696.5$ kN per lo SLV e $S_d \times W = 803.6$ kN per lo SLD.

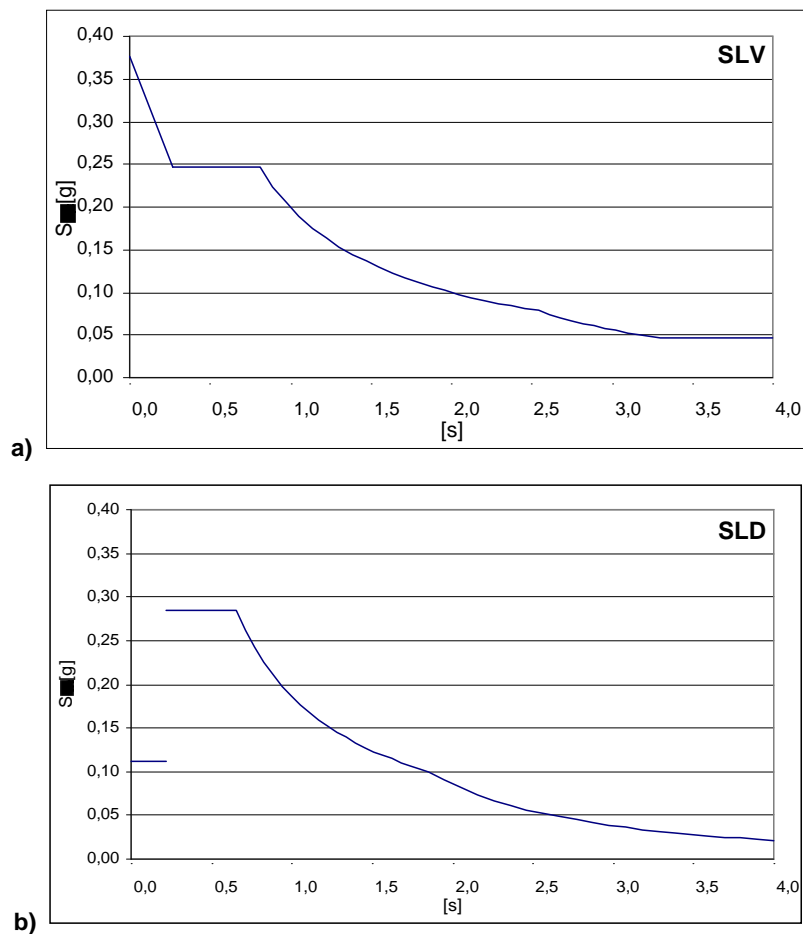


7.1 Analisi del modello solido

L'analisi della struttura è stata effettuata con un modello spaziale che comprende l'intera struttura in cemento armato, schematizzata con elementi monodimensionali verticali e orizzontali connessi dai solai, che fungono da diaframmi orizzontali. I diaframmi sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano. Le masse sono concentrate nei baricentri dei singoli piani.

Il modello riproduce gli stati di stress della struttura reale.

La verifica che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio risulta soddisfatta.



Spettro di risposta di progetto: a) SLV; b) SLD.

7.2 VERIFICA

Di seguito si riportano le verifiche di alcune delle sezioni maggiormente sollecitate. Di volta in volta, sono state considerate le combinazioni di carico più sfavorevoli.

I momenti considerati per la verifica delle travi e dei pilastri, sono quelli provenienti dall'involuppo delle combinazioni di carico riportate nel § 5.5.

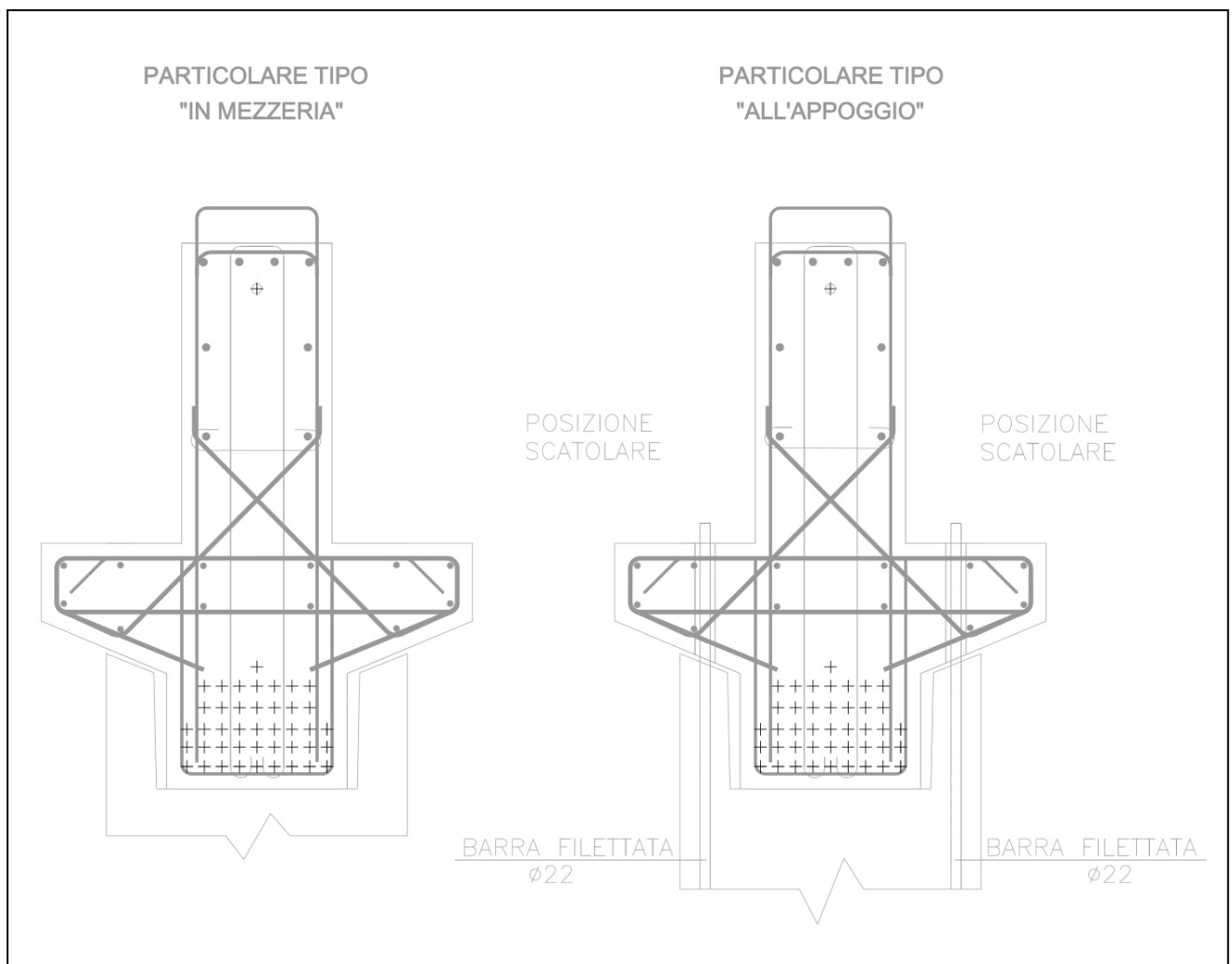
TRAVI

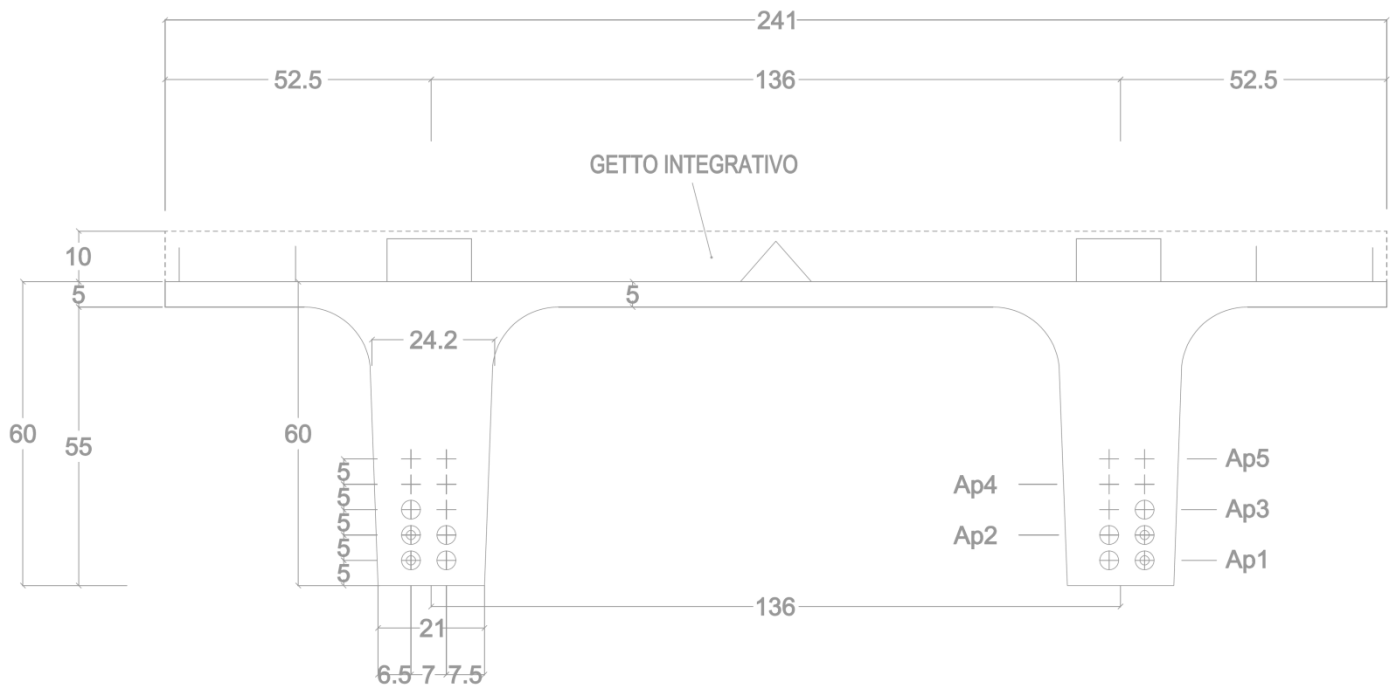
Dal tabulato si evince che i valori delle sollecitazioni di sforzo normale e flessione per la sezione rettangolare 30x60cm più svantaggiata della trave, appartenente al secondo impalcato, ottenuti per involucro con sisma agente lungo la direzione y.

Il valore di calcolo dei momento resistente M_{Rxd} , per una sezione armata con 4 Φ 26 (o equivalenti) in zona tesa e 2 Φ 26 (o equivalenti) in zona compressa come riportato in Figura 7a, è pari a 441 kNm (α pari a 0.5); pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	202.7
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	31.6

Sollecitazioni agenti sulla sezione.





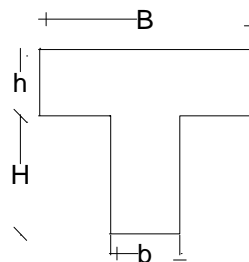
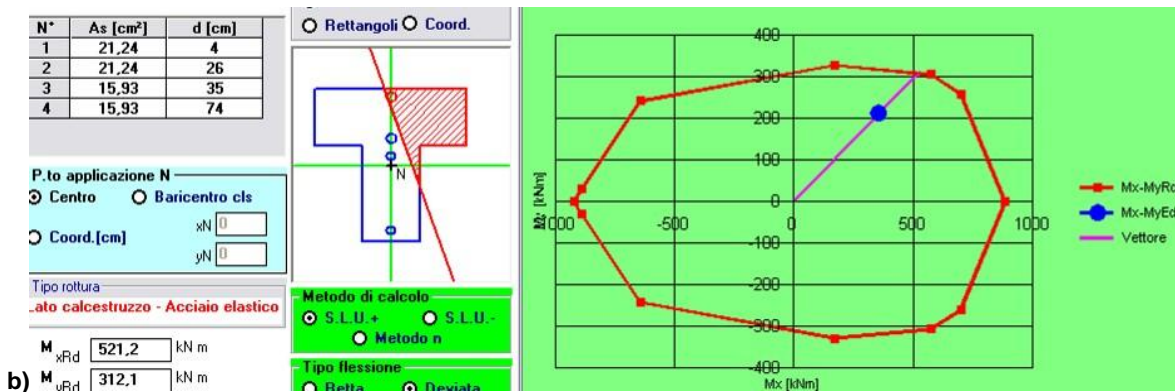
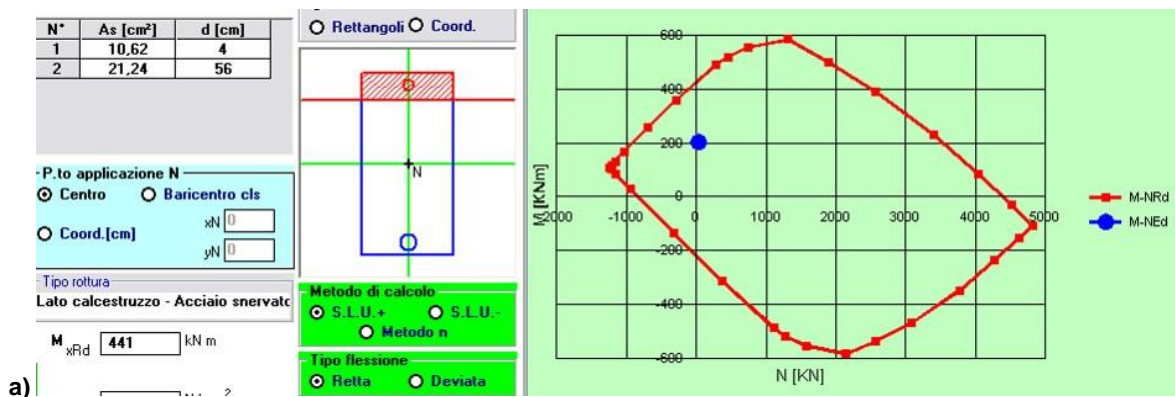
PILASTRI

Dal tabulato si evince che i valori delle sollecitazioni di pressoflessione agenti nella sezione a T con $B=80$ cm, $b=30$ cm, $h=30$ cm e $H=50$ cm, più svantaggiata del pilastro appartenente al piano terra, ottenuti per involuppo con sisma agente lungo la direzione y.

I valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z, M_{Rxd} , M_{Ryd} , per una sezione armata con $14\Phi 26$, sono rispettivamente pari a 521.2 kNm e a 312.1 kNm; pertanto la verifica risulta soddisfatta.

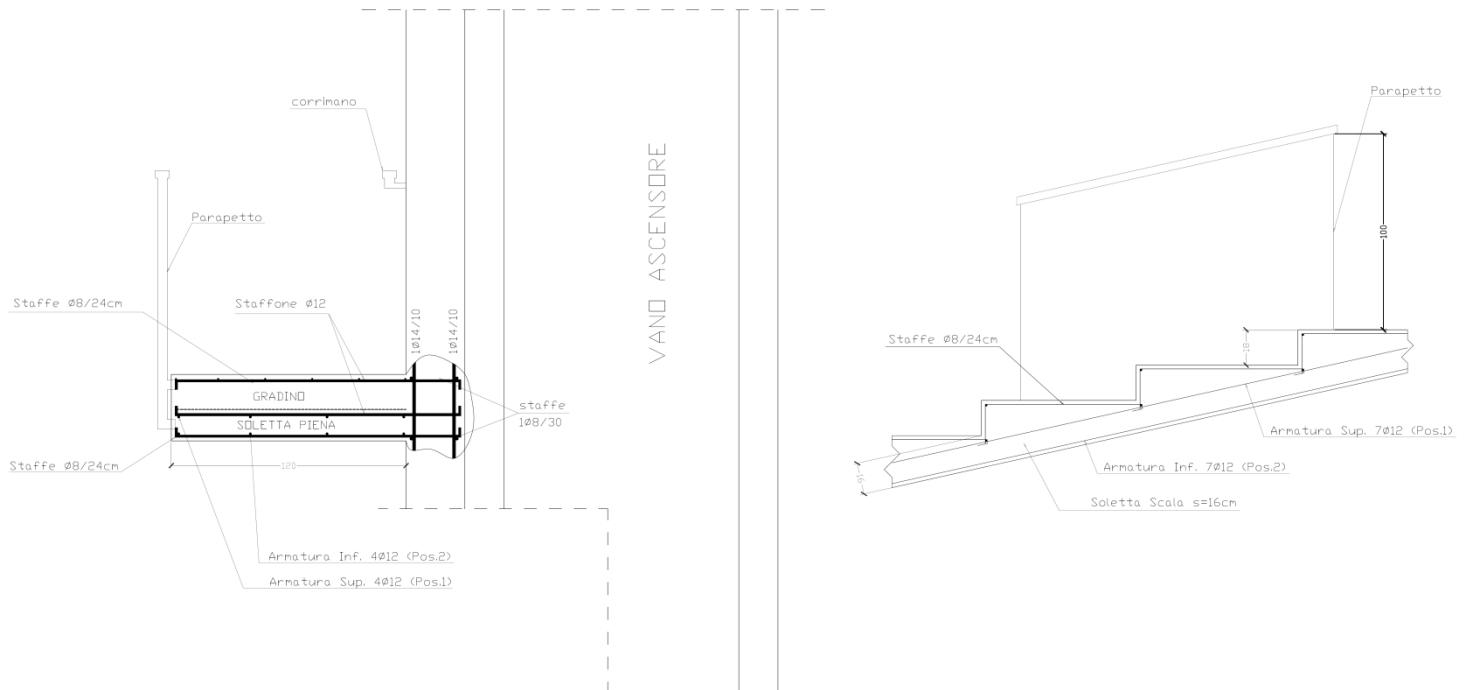
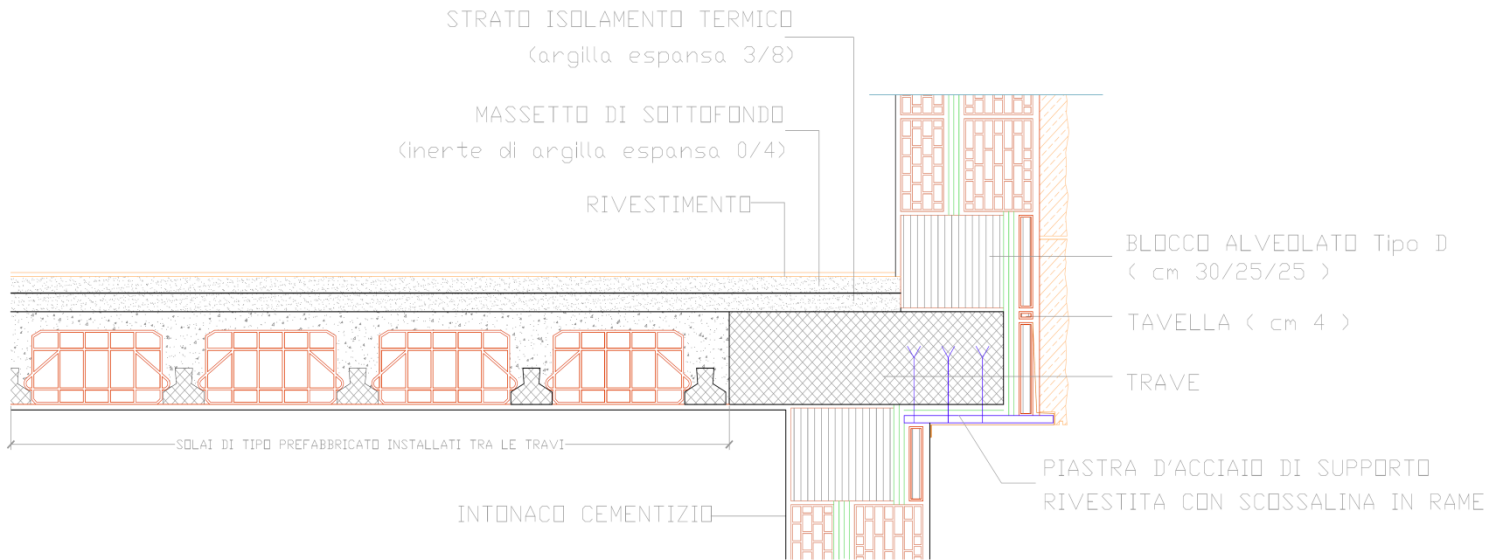
Momento flettente attorno all'asse x [kNm]	M_{Exd}	356.6
Momento flettente attorno all'asse y [kN]	M_{Eydx}	212.4
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	357,5

Sollecitazioni agenti sulla sezione.



Sezione a T.

PARTICOLARI



Il parcheggio ipogeo, ha due livelli, dei quali uno interrato a quota -4 m rispetto il parcheggio a raso terra, ed è realizzato con struttura a telaio in in cls.a.

Le due rampe d'accesso per le auto al piano interrato, di cui è munito il parcheggio, sono costituite da una piastra nervata di altezza pari a 20 cm e nervatura, a maglia quadrata 100 x 100 cm, di altezza pari a 25 cm e spessore pari a 15 cm.

Lungo tutto il perimetro del parcheggio ipogeo si sviluppa un muro di sostegno su pali la cui sezione, in corrispondenza del locale tecnico.

La definizione degli elementi costruttivi e dei materiali adoperati ha consentito di valutare le azioni sulla struttura come di seguito riportate.

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato calcolato in base al loro volume considerando un peso del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m³.

Per quanto riguarda il solaio ad esso è stato associato un peso proprio pari a 7 kN/m² e carico permanente pari a 1.5 kN/m².

Facendo riferimento al § 4.2, il carico neve q_s risulta pari a 0.43 kN/m².

Avendo considerato l'edificio di Categoria G (rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN) in cui il carico di esercizio è da valutarsi caso per caso, questo è stato assunto pari a 15 kN/m².

Di seguito si mostrano i parametri e le ordinate dello spettro allo SLV e allo SLD.

Il valore del fattore di struttura q è stato assunto pari 3.3.

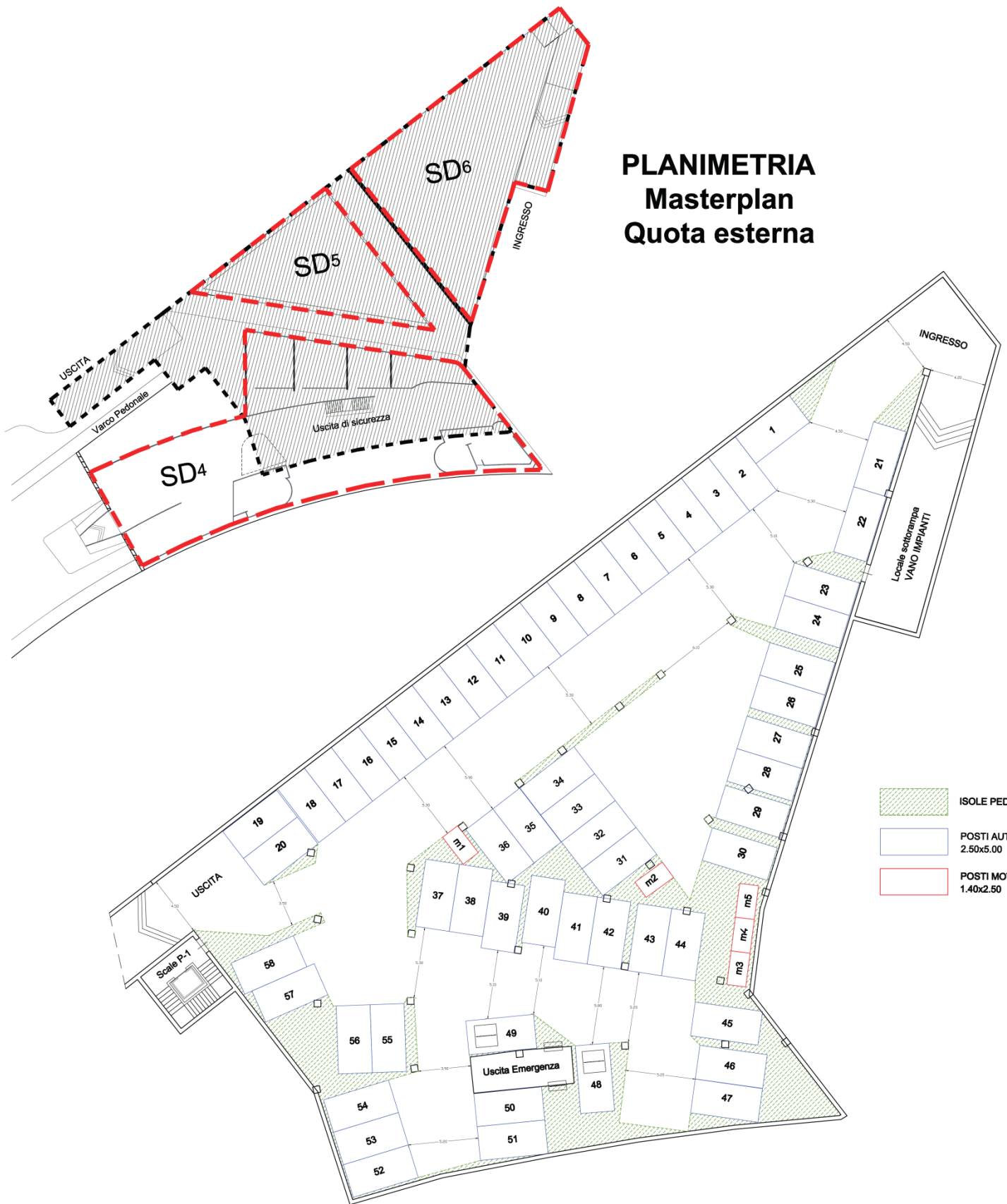
Il periodo fondamentale della struttura T_1 , assunto pari a 0.212 è stato stimato utilizzando la formula $T_1 = C_1 H^{3/4}$ dove H è l'altezza della costruzione dal piano di fondazione, pari a 4.0 m, e C_1 è pari a 0.075.

Il calcolo dell'azione sismica è stato condotto come specificato nel § 5.1.1.

L'ordinata dello spettro di risposta di progetto $S_d(T_1)$ risulta pari a 0.283g per lo SLV e pari a 0.285g per lo SLD.

Il peso sismico W dell'intera struttura, in accordo con l'analisi dei carichi precedentemente effettuata e considerando le aliquote riportate nella normativa di riferimento, risulta quindi pari a 105570.0 kN.

In definitiva l'azione sismica orizzontale sull'intera struttura è $S_d \times W = 29892.0$ kN per lo SLV e $S_d \times W = 30087.3$ kN per lo SLD.



Analisi del modello solido

L'analisi della struttura è stata effettuata con un modello spaziale che riproduce gli stati di stress della struttura reale in cemento armato, schematizzata con elementi monodimensionali verticali e orizzontali connessi dai solai, che fungono da diaframmi orizzontali. I diaframmi sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano. Le masse sono concentrate nel baricentro dei singoli piani.

La verifica che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio risulta soddisfatta.

VERIFICA

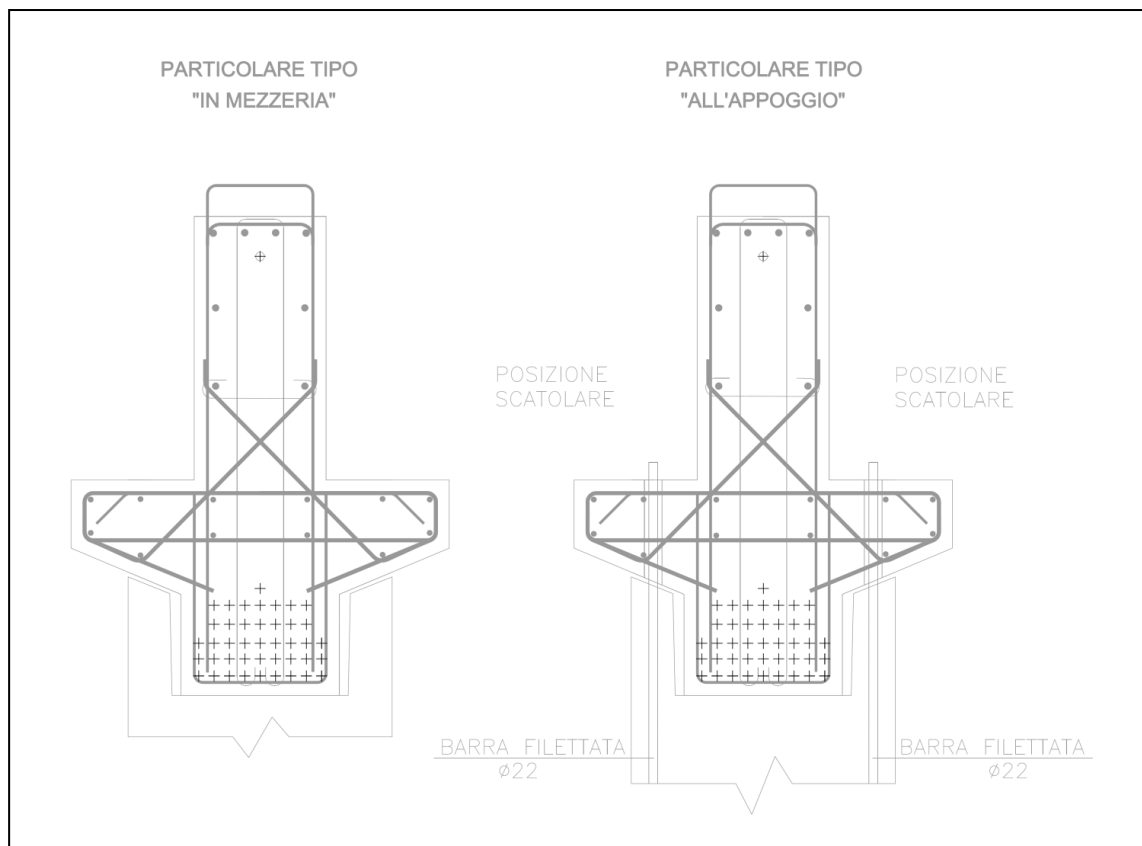
Di seguito si riportano le verifiche di alcune delle sezioni maggiormente sollecitate. Di volta in volta, sono state considerate le combinazioni di carico più sfavorevoli.

Travi

Dal tabulato si evince che i valori delle sollecitazioni di sforzo normale e flessione per sezione a T capovolta più svantaggiata della trave, appartenente al primo impalcato, ottenuti per involuppo con sisma agente lungo la direzione y. Per la verifica, a vantaggio di sicurezza è stata considerata una sezione rettangolare 80x190cm. Per tale sezione armata con 56 Φ 32 come riportato in Figura 19a), il valore di calcolo dei momento resistente M_{Rxd} è pari a 18791 kNm; pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	18410.2
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	0

Sollecitazioni agenti sulla sezione.



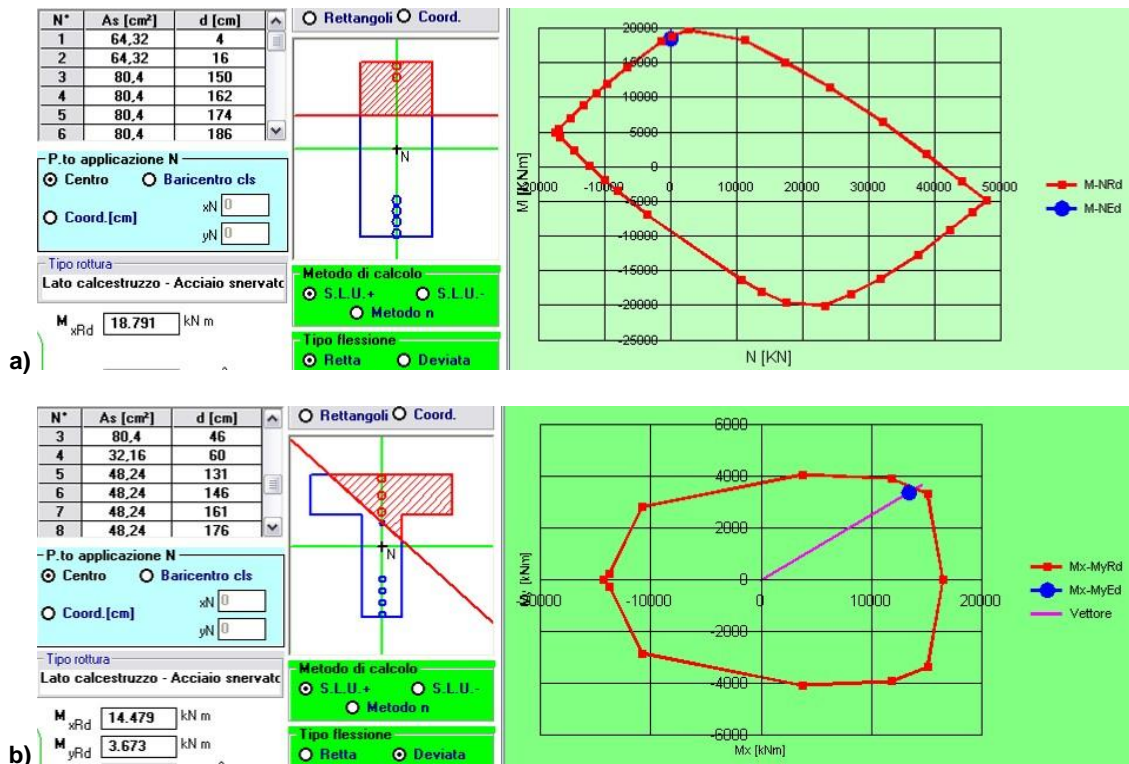
Pilastri

Dal tabulato si evince che i valori delle sollecitazioni di pressoflessione agenti nella sezione a T con $B=180$ cm, $b=50$ cm, $h=50$ cm e $H=130$ cm, più svantaggiata, ottenuti per involucro con sisma agente lungo la direzione y.

I valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z, M_{Rxd} , M_{Ryd} , per una sezione armata con $48\Phi 32$, sono rispettivamente pari a 14479.0 kNm e a 3673.0 kNm (α pari a 0.7); pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente attorno all'asse x [kNm]	M_{Exd}	13430.7
Momento flettente attorno all'asse y [kNm]	M_{Eyd}	3391.1
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	6892.2

Sollecitazioni agenti sulla sezione.



MURO DI SOSTEGNO

I muri di sostegno perimetrali sono realizzati in cls.a. su pali. Il volume è delimitato superiormente da griglie di aerazione, tranne che in corrispondenza del locale tecnico in cui l'orizzontamento è realizzato con pannelli uguali a quelli utilizzati nel parcheggio. I pannelli sono poggiati sulla sommità dei muri di sostegno.

La definizione degli elementi costruttivi e dei materiali adoperati ha consentito di valutare le azioni sulla strutture come di seguito riportate.

Il carico d'esercizio è stato assunto pari a 2.5 kN/m² a monte del muro.

Il calcolo dell'azione sismica agente sul muro è stato condotto come specificato nel § 5.1.2, considerando per il calcolo del peso sismico W quello del muro stesso, quello del cuneo di terreno a tergo dell'opera e dei sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

IL valore del coefficiente sismico orizzontale k_h è stato assunto pari a 0.117 valutato mediante l'espressione $k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g$ con β_m pari a 0.31, per la categoria di sottosuolo D, e $a_{\max} = a_g \times S = 0.235g \times 1.6$ per lo SLV.

VERIFICA

Si è ritenuto, in questa fase, adeguato effettuare una verifica di equilibrio della fondazione del muro di sostegno su pali (e non la verifica di corpo rigido prescritta dalle NTC). Tale verifica è stata condotta su un elemento strutturale considerandone un metro lineare.

Il peso sismico W agente su un metro lineare di muro di sostegno, in accordo con l'analisi dei carichi precedentemente effettuata, e considerando le aliquote riportate nella normativa di riferimento, risulta quindi pari a 455.8 kN. L'azione sismica orizzontale è $F_h = k_h \times W = 53.2$ kN.

In fondazione è previsto l'utilizzo di due file di pali, della lunghezza di 35 m, con diametro pari a 500 mm e posti ad una distanza di 2.6 m.

La verifica è stata condotta imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno.

È opportuno precisare che, a vantaggio di sicurezza, non è stato considerato l'attrito terra muro. Inoltre è stata fatta l'ipotesi che i pali ripartiscono il carico al terreno solo lungo il fusto (vengono indicati come "pali sospesi") in condizioni non drenate.

La verifica è soddisfatta in quanto il momento stabilizzante $M_{st} = 2628.4$ kNm è maggiore del momento ribaltante $M_{ri} = 2420.0$ kNm.

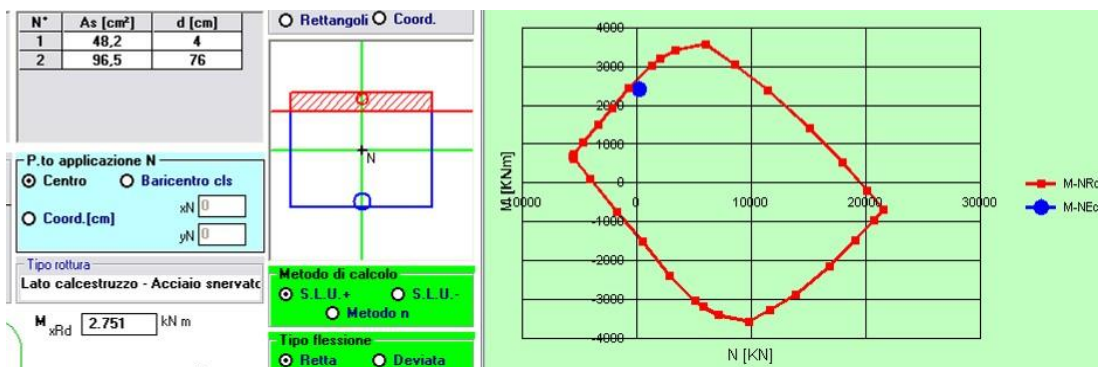
Al fine di ridurre la deformabilità del muro di sostegno, è previsto l'utilizzo di contrafforti dello spessore di 20 cm a passo 2 m.

Di seguito si riporta la verifica della sezione di base del muro di sostegno considerata di lunghezza unitaria

I valori delle sollecitazioni di sforzo normale e flessione, per la sezione rettangolare 100x80. Per tale sezione armata con 18Φ32, il valore di calcolo dei momento resistente M_{Rxd} è pari a 2751 kNm; pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	2420.0
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	167.2

Sollecitazioni agenti sulla sezione.



Verifica sezione di base del muro di sostegno.

9. EDIFICI A SINGOLA ELEVAZIONE FUORI TERRA

Si considerino gli edifici con un'elevazione fuori terra a 3.40 m dallo spiccato delle fondazioni.

Il periodo fondamentale della struttura T_1 , assunto pari a 0.188 ($T_1 = C_1 H^{3/4}$ per H pari a 3.4 m e C_1 è pari a 0.075). Il valore del fattore di struttura q è stato assunto pari 3.3.

Il peso sismico W agente nel telaio B risulta pari a 446.8 kN. L'azione sismica orizzontale amplificata del 30% è $1.3 \times S_d \times W = 173.1$ kN per lo SLV e $1.3 \times S_d \times W = 165.5$ kN per lo SLD.

La verifica che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio risulta soddisfatta.

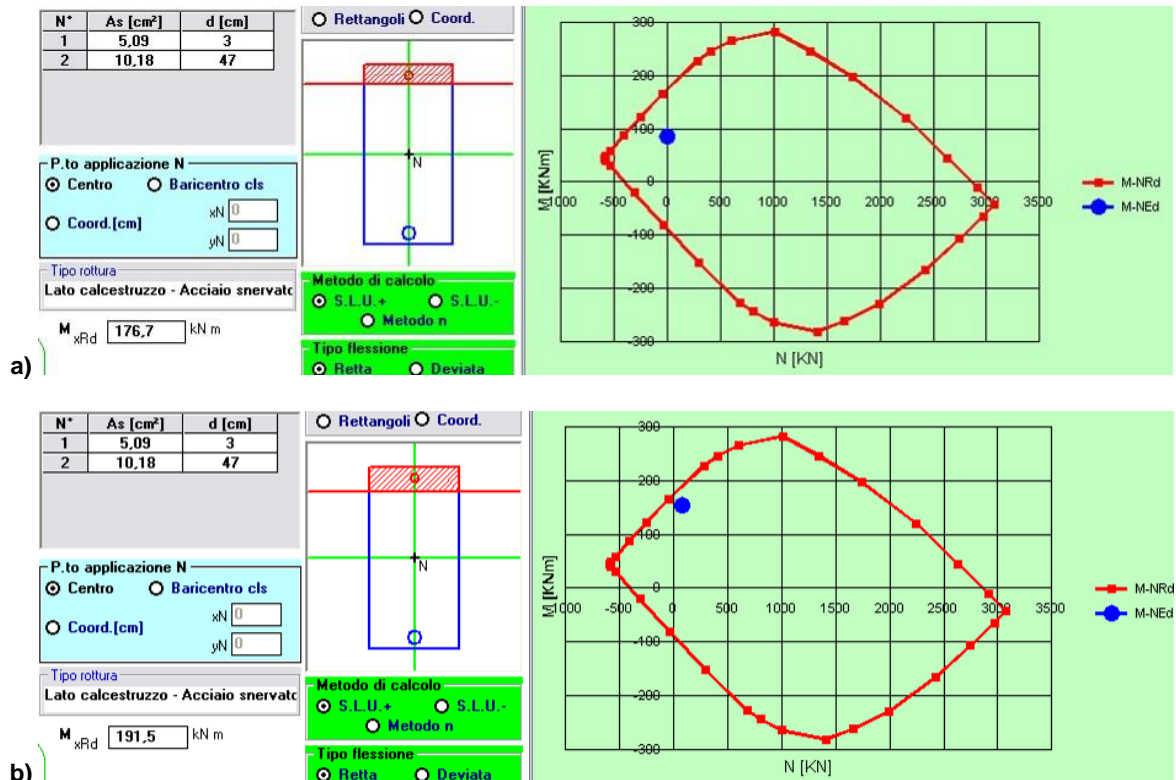
Di seguito si riportano le verifiche di alcune delle sezioni maggiormente sollecitate, considerando la combinazione sismica per lo SLV.

TRAVI

Il valore di calcolo dei momento resistente M_{Rxd} , per una sezione armata superiormente con $2\Phi 18$ e inferiormente con $4\Phi 18$, è pari a 176.7 kNm (α pari a 0.5); pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	85.4
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	0

Sollecitazioni agenti sulla sezione maggiormente sollecitata .





PILASTRI

Il valore di calcolo dei momenti resistente M_{Rxd} , per una sezione armata superiormente con $2\Phi 18$ e inferiormente con $4\Phi 18$ è pari a 191.5 kNm; pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	154.8
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	71.5

Sollecitazioni agenti sulla sezione maggiormente sollecitata.

10. EDIFICI DA CANTIERE

Gli edifici per la cantieristica navale sono opere destinate ad ospitare il rimessaggio barche.

La definizione degli elementi costruttivi e dei materiali adoperati ha consentito di valutare le azioni sulla strutture come di seguito riportate.

Per quanto riguarda i solai dell'edificio CT1, questi sono stati valutati con un peso proprio pari a 2.7 kN/m² e carico permanente pari a 1.6 kN/m, quelli dell'edificio CT2, questi sono stati valutati con un peso proprio pari a 3.65 kN/m² e carico permanente pari a 2.74 kN/m.

Il carico d'esercizio è stato assunto pari a 3 kN/m² per l'edificio CT2, considerato di categoria B2 e pari a 2 kN/m² per l'edificio CT1. Per le coperture, considerate di categoria H1 (accessibile per sola manutenzione), è stato assunto un carico d'esercizio pari a 0.5 kN/m².

Per gli edifici si è ritenuto sufficiente, anche in questo caso, effettuare l'analisi di due telai in cls a. significativi. Tali telai sono quelli su cui insiste il carico sismico più gravoso e sono stati modellati con elementi monodimensionali.

Inoltre è stata effettuata l'analisi, per le sole combinazioni di carico fondamentali, in un telaio in acciaio.

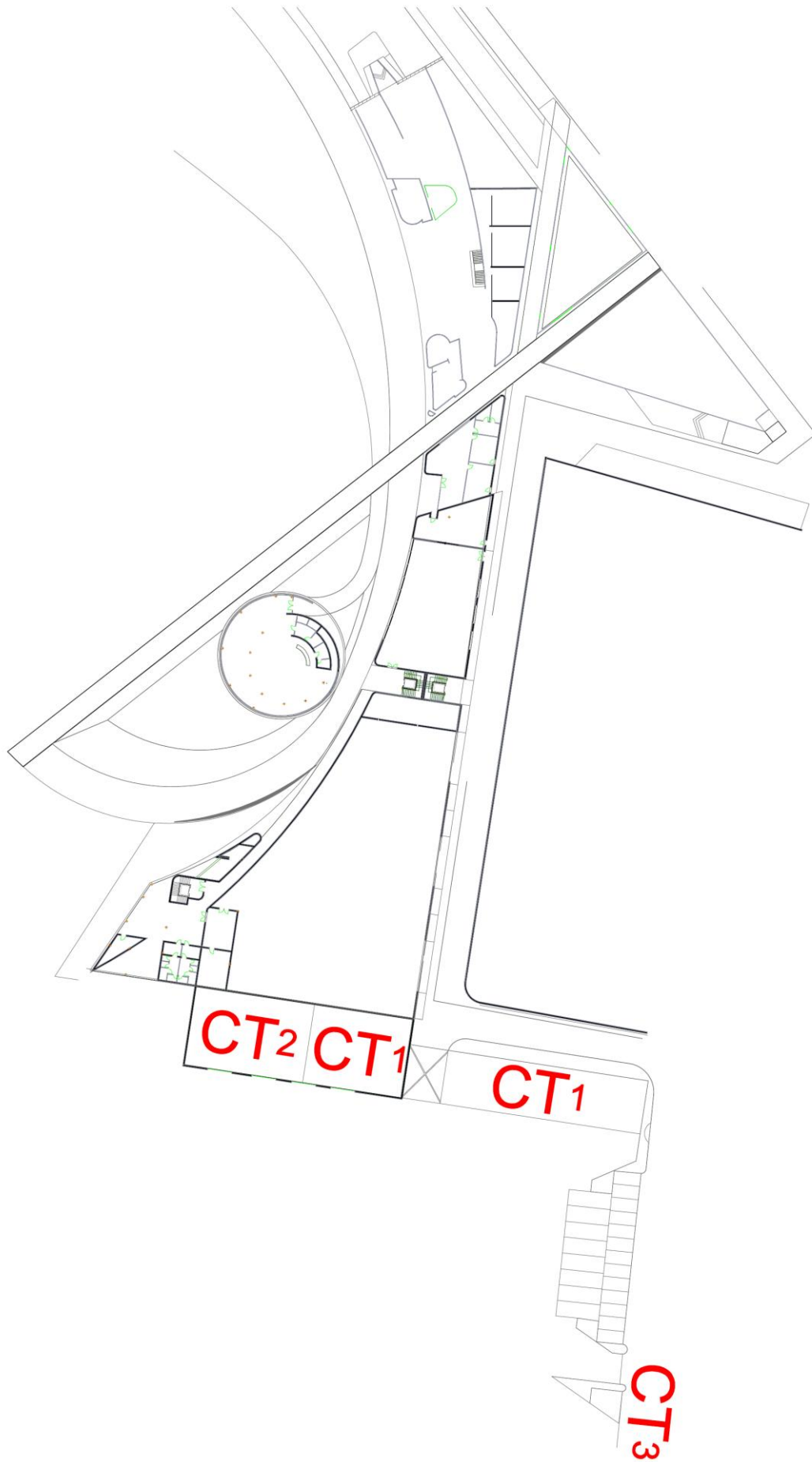
Il calcolo dell'azione sismica è stato condotto come specificato nel § 5.1.1, considerando come peso sismico W quello ricadente nell'area d'influenza di ogni telaio. In particolare, nelle campate dei telai appartenenti all'edificio CT1, data la funzione di controventatura quest'ultima, è stato considerato il peso della struttura in acciaio interna. Per tenere conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica, dato la semplificazione dell'analisi si è ritenuto opportuno amplificare appunto questa del 30%.

Il periodo fondamentale della struttura T_1 , assunto rispettivamente per l'edificio CT1 e CT2, pari a 0.447 e 0.295 ($T_1 = C_1 H^{3/4}$ per C_1 è pari a 0.075). Il valore del fattore di struttura q è stato assunto pari 3.45.

L'ordinata dello spettro di risposta di progetto, per ambedue le opere, $S_d(T_1)$ risulta pari a 0.247g per lo SLV e pari a 0.285g per lo SLD.

Il peso sismico W agente nel telaio denominato A (Figg. 41 e 42a), in accordo con l'analisi dei carichi precedentemente effettuata, e considerando le aliquote riportate nella normativa di riferimento, risulta quindi pari a 2933.0 kN. L'azione sismica orizzontale amplificata del 30%, tenuto conto che il coefficiente λ è pari a 1, è $1.3 \times S_d \times W = 941.8$ kN per lo SLV e $1.3 \times S_d \times W = 1086.7$ kN per lo SLD.

Il peso sismico W agente nel telaio B (Figg. 41 e 42b) risulta pari a 1559.8 kN. L'azione sismica orizzontale amplificata del 30%, tenuto conto che il coefficiente λ è pari a 1, è $1.3 \times S_d \times W = 500.8$ kN per lo SLV e $1.3 \times S_d \times W = 577.9$ kN per lo SLD.



Verifica

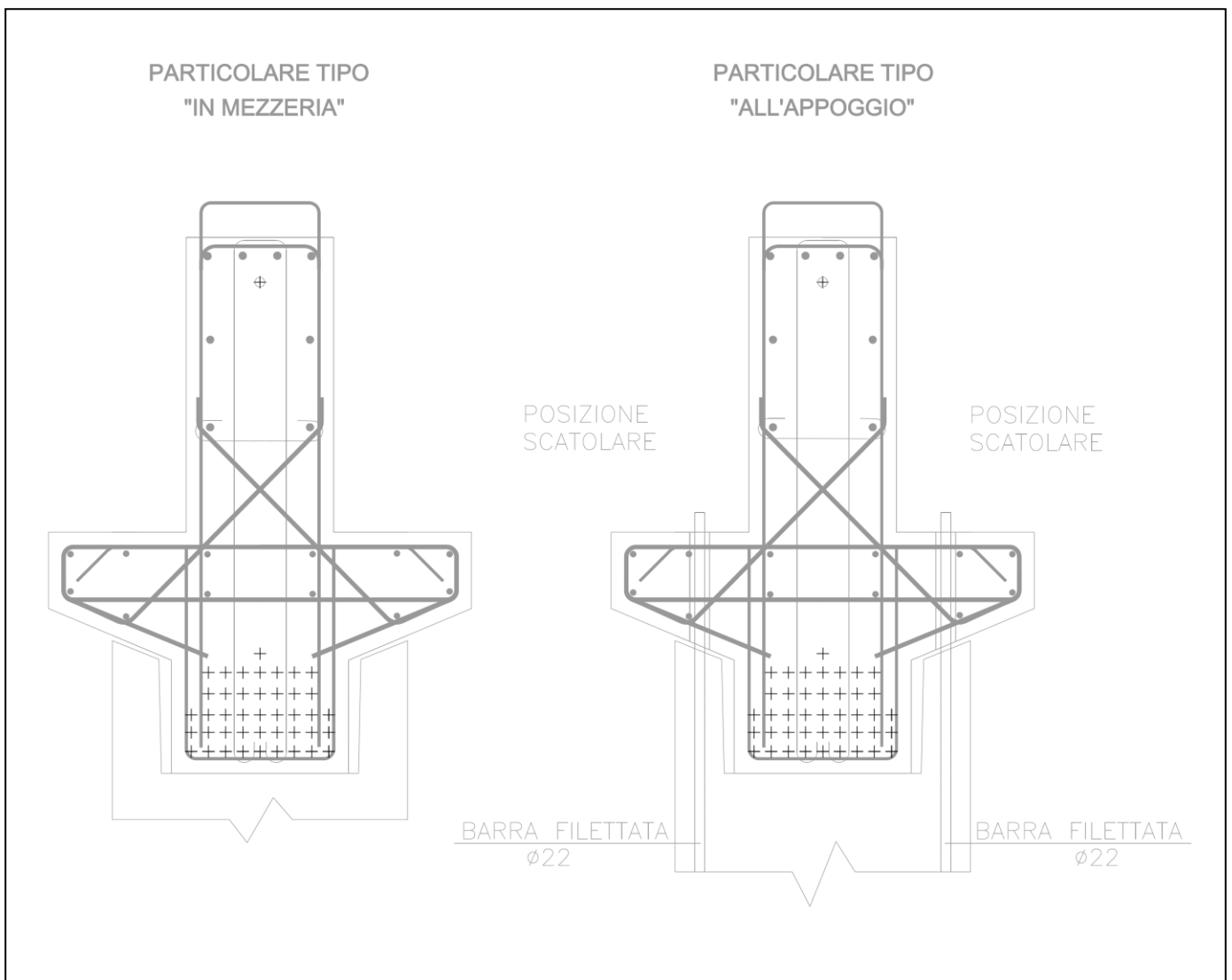
Di seguito si riportano le verifiche di alcune delle sezioni maggiormente sollecitate, considerando la combinazione sismica per lo SLV per i telai in cls.a. e la combinazione fondamentale più gravosa per il telaio in acciaio (1.3*peso proprio + 1.5*carico permanente + 1.5*carico variabile + 1.5*0.5*neve).

TRAVI

Il valore di calcolo dei momento resistente M_{Ryd} , per una sezione armata superiormente con 3 Φ 20 e inferiormente con 6 Φ 20, è pari a 365.5 kNm (α pari a 0.5); pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Eyd}	158.7
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	253.6

Sollecitazioni agenti sulla sezione maggiormente sollecitata.

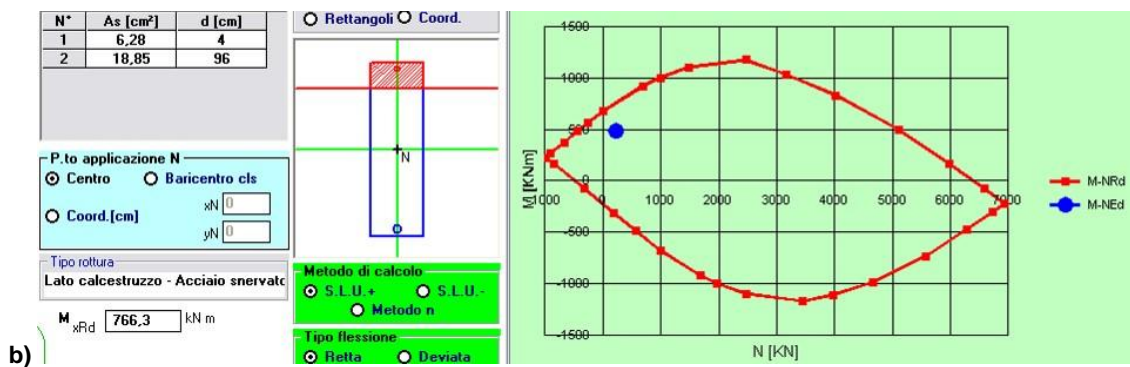
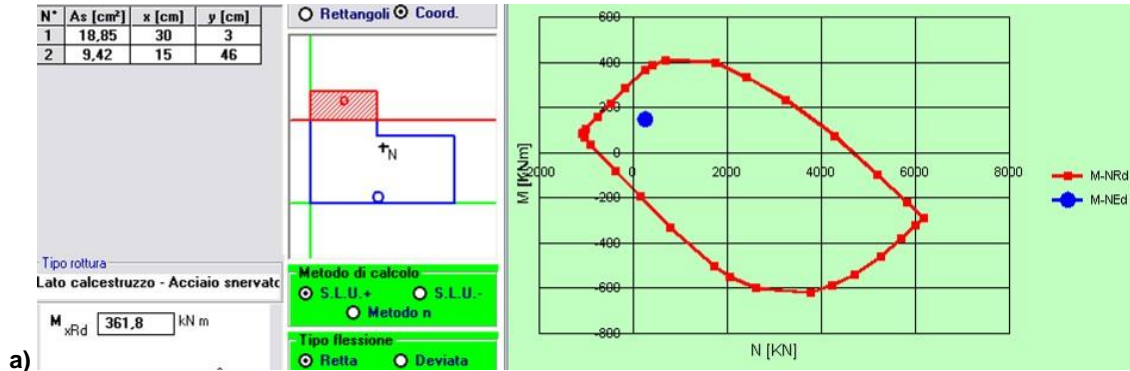


PILASTRI

Per la verifica, per semplicità è stata considerata una sezione rettangolare 80x190cm. Per tale sezione armata con 6Φ20, il valore di calcolo dei momento resistente M_{Rxd} è pari a 766.3 kNm; pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	483.5
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	225

Sollecitazioni agenti sulla sezione maggiormente sollecitata.

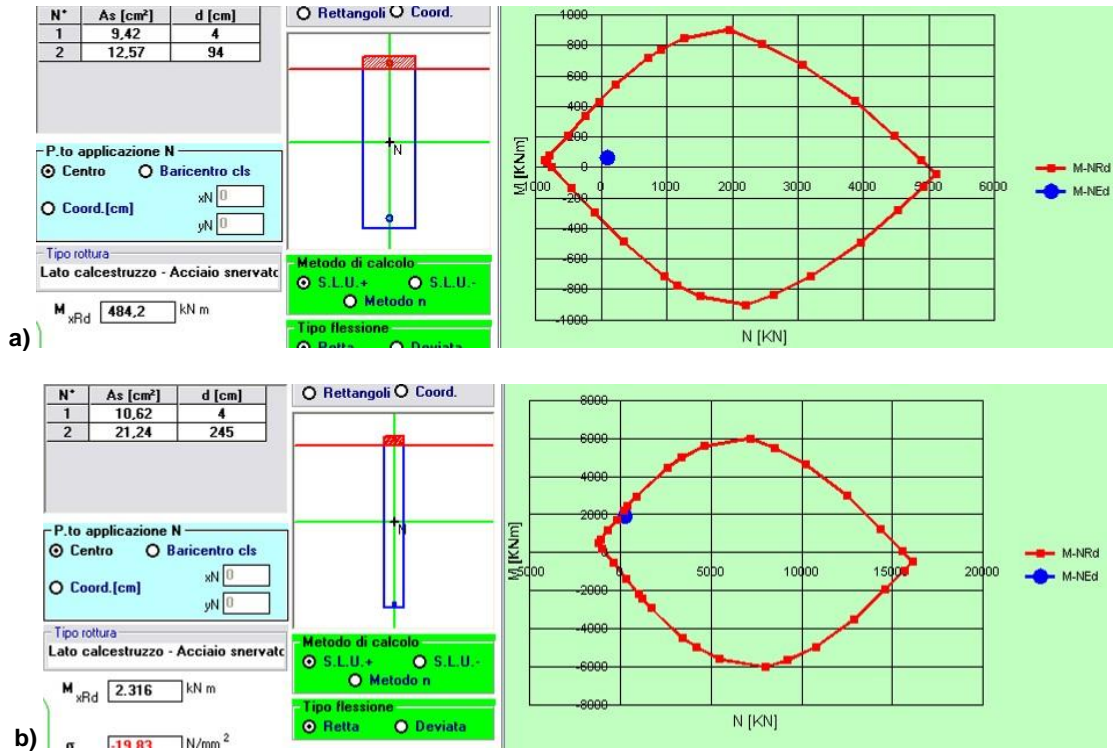


SETTI

Il valore di calcolo dei momento resistente M_{Ryd} , per una sezione armata superiormente con 2Φ26 e inferiormente con 4Φ26, è pari a 2316 kNm (α pari a 0.5); pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	1896.8
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	270

Sollecitazioni agenti sulla sezione maggiormente sollecitata.



Il valore della resistenza di calcolo a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ è pari a 641.6 kN; pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	0
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	207.7

Sollecitazioni agenti sulla sezione maggiormente sollecitata.

11. EDIFICI SERVIZI

Gli edifici destinati ad ospitare servizi igienici, quelli destinati ad ospitare il servizio di guardiana e quelli destinati ad ospitare locali tecnici e di servizio, non si riportano verifiche strutturali in quanto sono realizzati con pilastri, travi e solai assimilabili a quelli di altri edifici sopra citati.

12. PARATIA

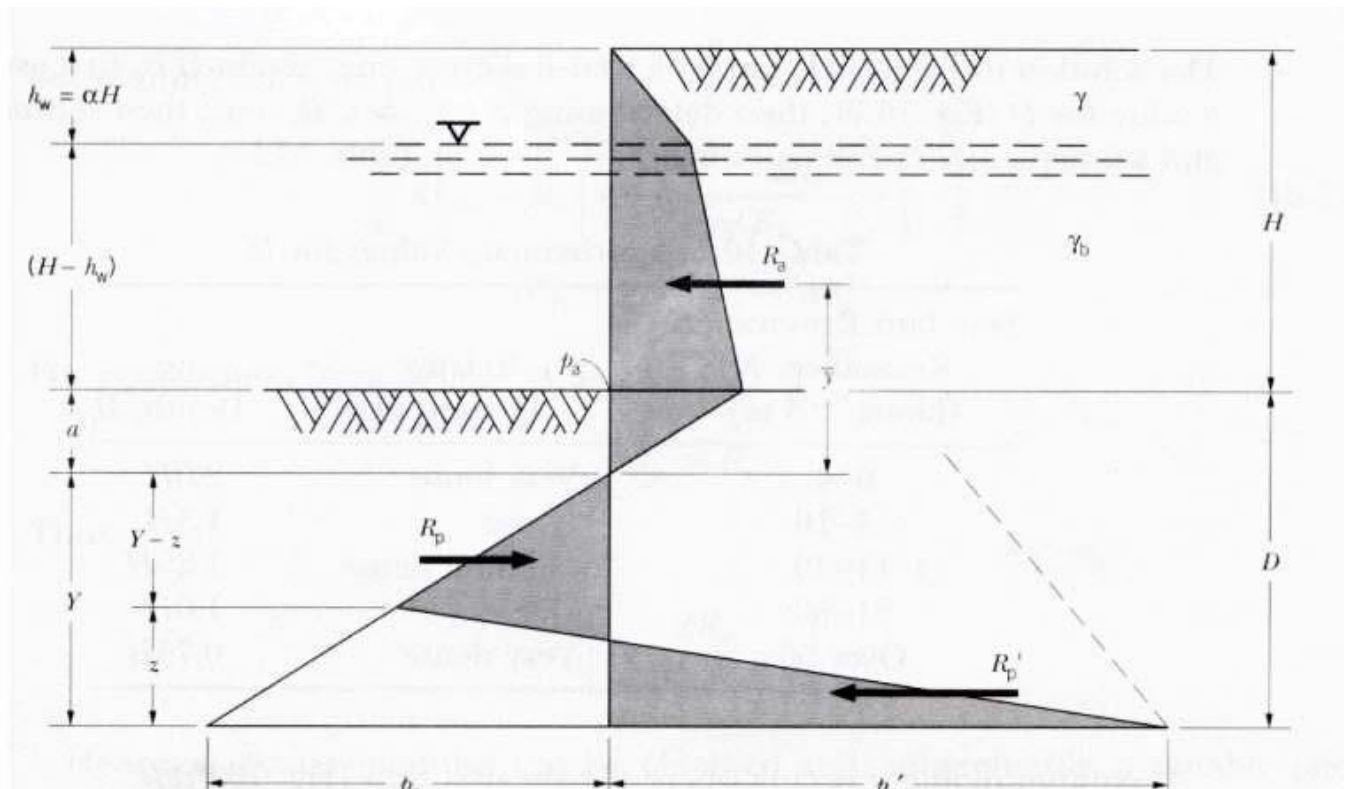
La paratia, eseguita con pali secanti, delimita la colmata realizzata utilizzando del materiale di dragaggio opportunamente migliorato. I pali sono realizzati in cls.a. e hanno un diametro pari a 1000 mm.

Il meccanismo di funzionamento delle paratie si basa sul fatto che l'intensità della pressione mutua di contatto fra la parete e il terreno dipende dal movimento della parete, e quindi dalle conseguenti deformazioni del terreno. In condizioni di equilibrio, le azioni orizzontali, a monte e a valle della struttura, hanno risultante di eguale intensità, verso opposto, e stessa retta d'azione.

La verifica di sicurezza geotecnica relativa lo stato limite per collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido), ritenuta sufficiente in tale fase, è stata condotta sull'elemento strutturale di lunghezza unitaria.

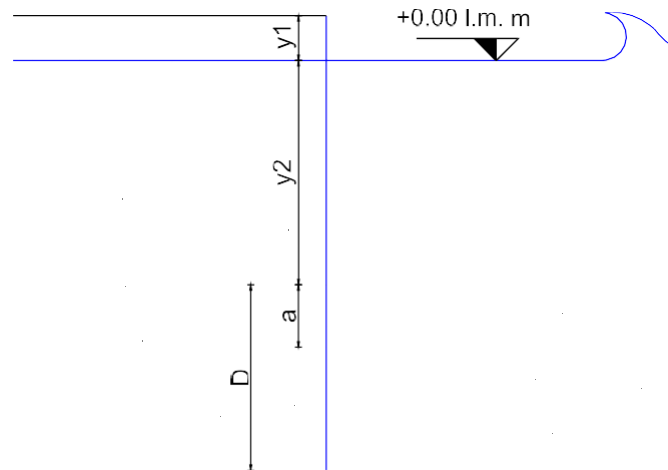
Nel calcolo di verifica, fissata la profondità di infissione D , la procedura generale consiste nel determinare i diagrammi limite di pressione attiva e passiva, nonché della pressione dell'acqua, a monte e a valle della paratia, e successivamente, imponendo le condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione, ricavare la profondità del punto di spostamento nullo a .

Il carico d'esercizio q_k è stato assunto pari a 20.0 kN/m^2 .



Diagrammi di spinta per palancola a sbalzo in terreno granulare (da "Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze J. Facciorusso, C. Madiati, G.Vannucchi – Dispense di Geotecnica").





Schema della palanco lato a sbalzo.

Caratteristiche	
Peso specifico della fase solida γ_s [kN/m ³]	25
Peso specifico terreno saturo γ_{sat} [kN/m ³]	17,3
Porosità del terreno [%]	12,2
Angolo di attrito interno del terreno φ [°]	20°
Coefficiente di spinta passiva K_p	2,03
Coefficiente di spinta attiva K_a	0,49

Caratteristiche fisiche e geotecniche del terreno.

Il calcolo dell'azione sismica agente sul muro è stato condotto come specificato nel § 5.1.2, considerando per il calcolo peso sismico W quello del cuneo di terreno a tergo dell'opera, per un'altezza pari alla distanza tra la sommità della paratia (5 m s.l.m.) e il punto di spostamento nullo a , e dei sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

La componente orizzontale a_h dell'accelerazione equivalente è stata assunta pari a 0.15, valutata mediante l'espressione $a_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$ con α assunto pari a 0.4 (altezza complessiva della paratia $H=18$ m), β , assunto pari 1 (per $u_s=0$ a vantaggio di sicurezza), e $a_{max} = a_g \times S =$

$$0.235g \times 1.6 \text{ per lo SLV.}$$

12.1 VERIFICA

Per la paratia, come specificato nel § 6, la verifica di sicurezza geotecnica relativa lo stato limite per collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera è stato effettuato con l'approccio progettuale 1, combinazioni 1 e 2.

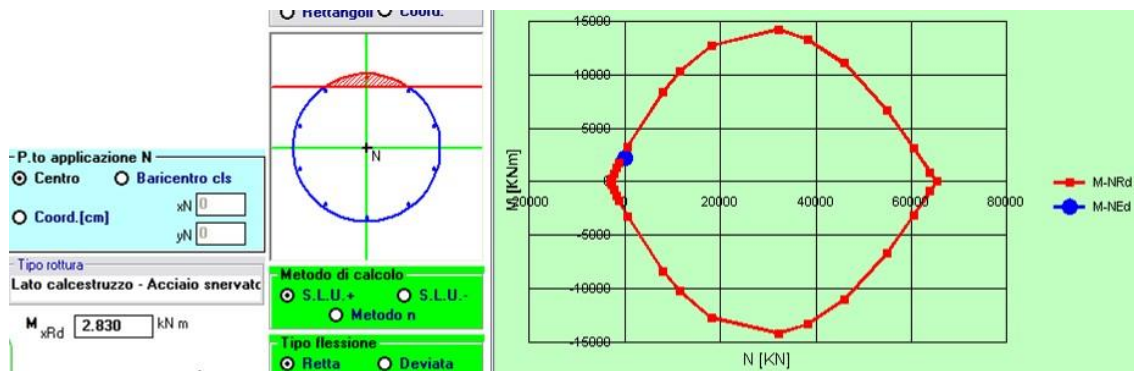
Per la combinazione 1, il peso sismico W agente su un metro lineare di paratia (valutato in funzione del punto di spostamento nullo a) risulta quindi pari a 388.9 kN e l'azione sismica orizzontale è $F_h = a_h \times W = 58.5$ kN. Per la combinazione 2, il peso sismico W agente su un metro lineare di paratia risulta quindi pari a 366.3 kN e l'azione sismica orizzontale è $F_h = a_h \times W = 55.1$ kN.

La combinazione di carico più gravosa è la 1 per la quale è stata fissata una profondità di infissione D pari a 15 m.

Il valore di calcolo dei momento resistente M_{Rxd} , per una sezione armata con 10Φ32, è pari a 2830.2 kNm; pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Momento flettente [kNm]	M_{Ed}	2244.2
Sforzo normale [kN]	N_{Ed}	0

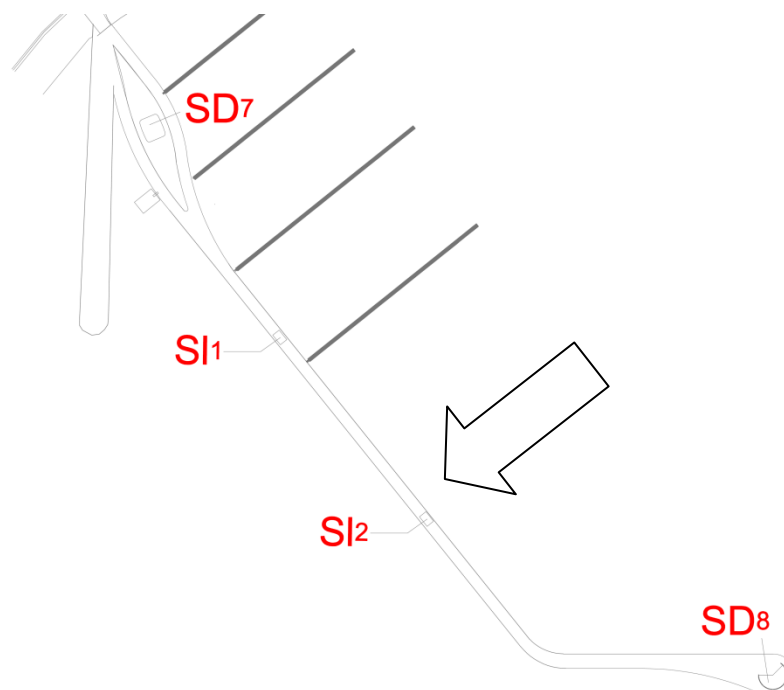
Sollecitazioni agenti sulla sezione maggiormente sollecitata.



Verifica della sezione del palo secante.

13. MOLO DI PONENTE

Il molo foraneo è lungo circa 520 m, ed è costituito da una bilatera. Il primo tratto ha direzione Nord Ovest – Sud Est ed è lungo 345m, mentre il secondo piega in direzione Est ed ha lunghezza pari a 174m.



Il piano di calpestio è a quota +1,60 m rispetto al l.m.m, mentre la larghezza del molo foraneo è di 8m per il primo tratto, 10m per il secondo e infine si allarga per raccordarsi alla testata circolare.

Il molo è realizzato su pali trivellati in cls.a. rivestiti, per la parte non infissa, da lamierino in acciaio corten e aventi diametro:

- D=1.00 m, fino alla batimetrica dei -5m rispetto al l.m.m.
- D=1.20 m dalla batimetrica dei -5 m fino a quella di -9 m rispetto al l.m.m.

I pali sono disposti secondo una maglia 6 x 6 m.

Il calcolo strutturale e geotecnico ha riguardato una sezione di larghezza pari a 10 metri dove la profondità del fondo marino è di 8,5 mt. La parte infissa dei pali è stata calcolata per azione verticale ed orizzontale mentre la parte nuda è stata considerata parte di un telaio piano monocampata come meglio sarà specificato nel seguito.

ANALISI DEI CARICHI

– Impalcato (60 mq):	0,20 m di pavimentazione in cls	(25 kN/m ³)
	0,10 m di cls di completamento	(25 kN/ m ³)
	0,26 m di pannelli alveolari	(2,95 kN/ m ²)
	Incidenza travi 15 mc	(25 kN/ m ³)
– Pali fuori terra (18 mc)		(25 kN/ m ³)
– Setti para onde (10 mc)		(25 kN/ m ³)
– Peso complessivo impalcato		300 kN
– Peso pali		450 kN
– Peso setti		250 kN
Carico permanente complessivo		1000 kN
– Carico accidentale verticale		5 kN/m ²
Carico accidentale complessivo		300 kN

Azioni laterali:

L'azione sismica risulta prevalente rispetto all'azione del mare riportata nello Relazione di Calcolo di Stabilità Idraulica delle Opere Marittime (STR.01). Si ipotizza che il periodo fondamentale della struttura ricada nel ramo piatto dello spettro in pseudo accelerazione

$$a_s=0,376 \text{ g}$$

$$F_o=2,26$$

$$q=K_R \times q_o; K_R=0,8; q_o=3,15; q=2,52$$

$$\text{accelerazione spettrale: } 0,34 \text{ g}$$

$$\text{Forza sismica laterale: } 0,34 \times (1000 + 0,6 \times 300) = 401 \text{ kN.}$$

A vantaggio di sicurezza viene assunta una forza sismica amplificata di circa il 30% quindi pari a 520 kN.

La forza sismica verticale ricavata dalla combinazione sismica risulta meno importante del carico verticale ricavato dalla combinazione fondamentale.

VERIFICA GEOTECNICA PER CARICHI VERTICALI

Si effettua la verifica per carico limite verticale. Si trascura la resistenza alla punta e si pone la portanza in condizioni non drenate pari a (metodo alfa):

$$Q_{lim} = S_l \times \tau_s - W_p$$

dove

$\tau_s = \alpha \times c_u$; S_l è la superficie laterale del palo; c_u è la coesione non drenata assunta per il calcolo (vedi studio geotecnico)

In cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità dal cedimento del palo. I valori più cautelativi di α sono quelli proposti da Viggiani che vengono di seguito riassunti per pali trivellati come quelli in esame

$c_u < 25$ kPa	$\alpha = 0,7$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 0,7 - 0,008(c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,35$

Il calcolo fornisce

$$Q_{lim} = 1280 \text{ kN}$$

per palo. Nel calcolo del carico limite si è considerata una profondità di 30 mt nonostante l'infissione sia per 35 mt, cioè si è trascurata la portanza dei primi cinque metri di infissione in relazione al fenomeno della liquefazione (vedi studio sismico).

La verifica viene effettuata usando l'approccio 2 previsto dalle NTC 2018 (coefficienti A1, M1, R3).

Coefficienti A1: carichi permanenti 1,3; carichi accidentali 1,5

Coefficienti M1: per tutti i parametri meccanici 1

Coefficiente R3: 1,15

Si assume la resistenza caratteristica del palo $Q_{lim,k}$, tenuto conto del numero dei sondaggi pari a $\min(Q_{lim\ medio}/1,4 ; Q_{lim\ min}/1,21)$.

Per il caso in esame si ha dunque

$$Q_{lim,k}=1057 \text{ kN}$$

$$Q_{lim,d}=Q_{lim,k}/1,15=919 \text{ kN}$$

$$F_d=(1000/2)\times 1,3+(300/2)\times 1,5=875 \text{ kN}$$

Risulta dunque $F_d < Q_{lim,d}$

VERIFICA STRUTTURA FUORI TERRA

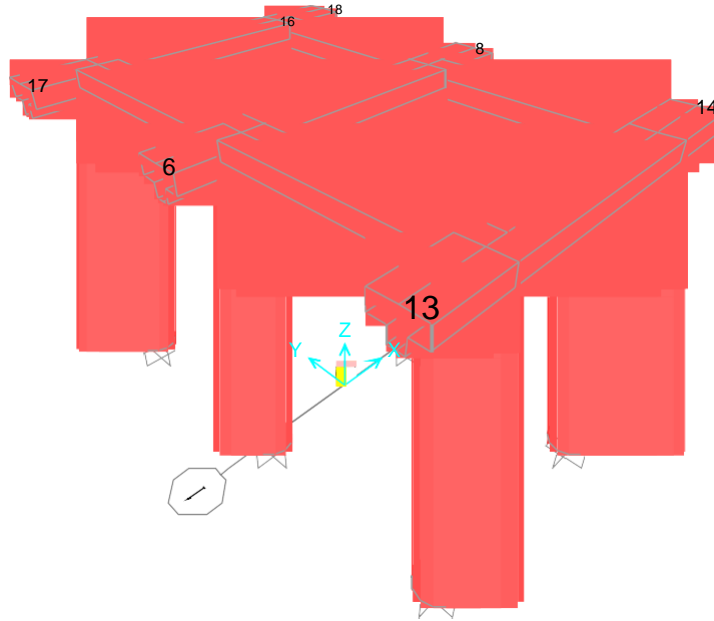
La verifica della struttura fuori terra del molo, prima della verifica geotecnica e strutturale a forza orizzontale e momento dei pali su cui si fonda il molo stesso, è richiesta dalle seguenti specificazioni:

- la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni utilizzata deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio;
- si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1;
- i pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo;
- l'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

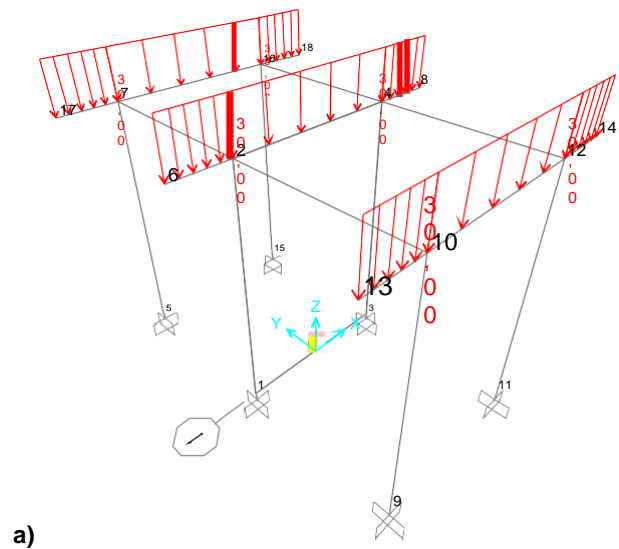
Di seguito si riporta il modello parziale del molo che ha interessato tre file di pali. Inoltre si riportano gli schemi con le tre condizioni di carico analizzate: carichi verticali permanenti, carichi accidentali e forze laterali sismiche.

Infine, si riportano gli andamenti qualitativi dei momenti dedotti delle condizioni di carico considerate opportunamente combinate (coefficiente di amplificazione dei carichi permanenti pari a 1, coefficiente di amplificazione dei carichi accidentali pari a 0,6 e coefficiente di amplificazione della forza sismica pari a 1).

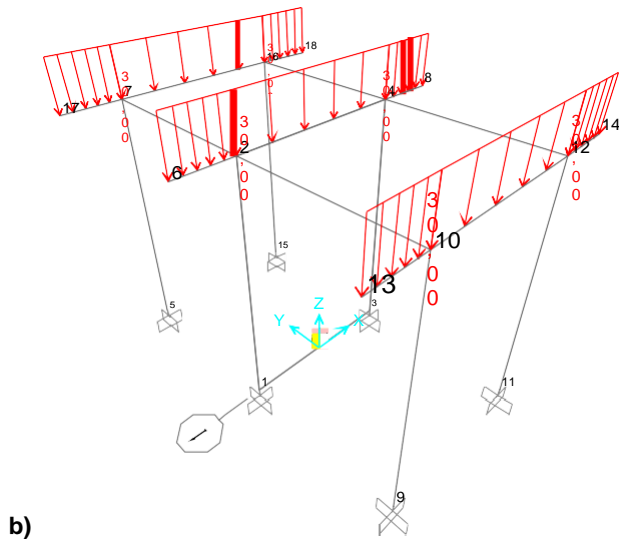
Il valore massimo del momento al piede dei pilastri è di 770 kNm. Il taglio è pari a 251 kN mentre lo sforzo normale è di 414 kN.



Modello semplificato del molo di ponente.



a)

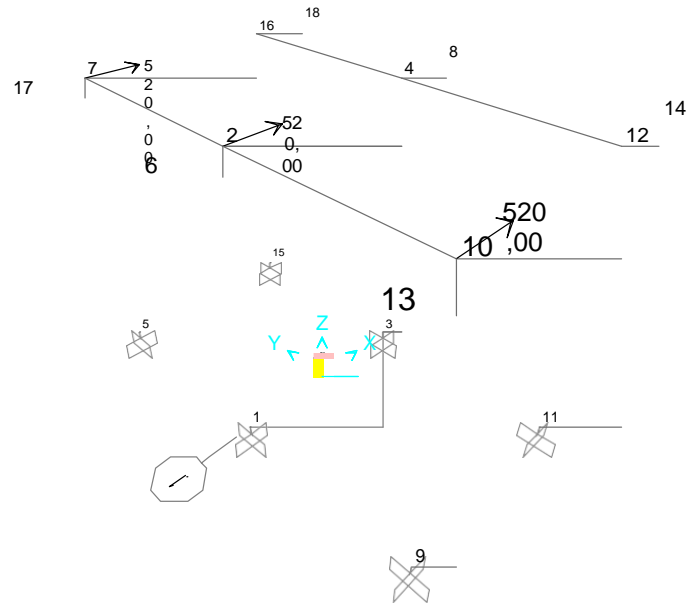


b)

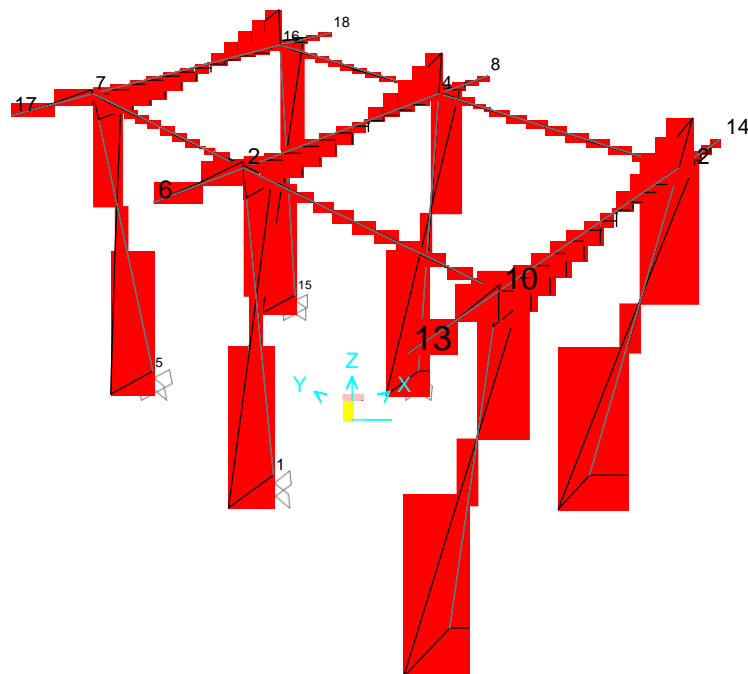
Carichi verticali: a) permanenti; b) accidentali.

Tali sollecitazioni sono assorbibili con un'armatura longitudinale pari a $15\phi 30$ ed una staffatura realizzata con elica $\Phi 8$ passo 29 cm. I cedimenti in questo caso risultano sufficientemente contenuti. Di seguito si riportano le Tabelle che riepilogano rispettivamente le sollecitazioni e l'armatura.

Le travi del graticcio di impalcato, di minor interesse rispetto alle strutture verticali, sono risultate compatibili con le sollecitazioni ottenute.



Azioni simiche.



Andamento qualitativo del diagramma dei momenti.

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kg/cm ³]	Sforzo normale [kg]	Momento [kgm]	Taglio [kg]	Reazione terreno [kg]	Rotazione [°]	Spostamento [m]	Pressione terreno [kg/cm ²]
1	0,25	0	41400	128998,4	26002,35	-15,62	0,044	0,0021	0
2	0,25	0	42106,86	122497,8	26002,35	57,52	0,039	0,0023	0
3	5	0,593	42813,72	115999	20617,2	5382,93	0,034	0,0024	0,145
4	5	0,953	56950,89	12912,95	5992,08	14625,12	-0,018	0,0026	0,244
5	5	1,313	71088,05	-17047,42	-1258,14	7250,23	-0,016	0,0009	0,121
6	5	1,673	85225,22	-10756,72	-1759,2	501,06	-0,005	0	0,008
7	5	2,033	99362,39	-1960,74	-542,14	-1217,05	0	-0,0001	-0,02
8	5	2,393	113499,6	749,98	62,05	-604,19	0,001	0	-0,01
9	5	2,753	127636,7	439,73	87,95	-25,9	0	0	0
10		3,113	141773,9	0	0	0	0	0	0

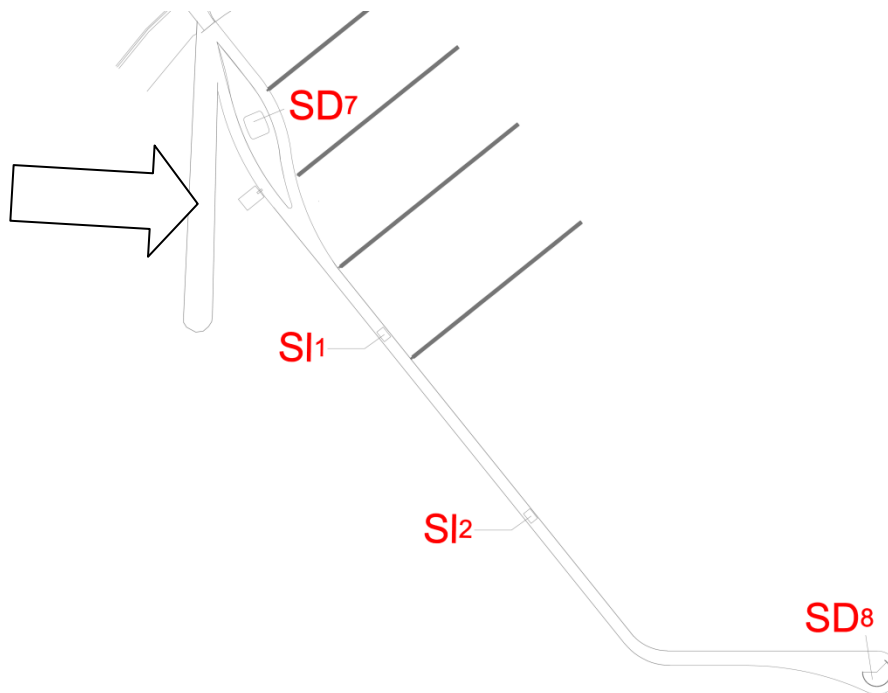
Sollecitazioni agenti.

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Barre Diametro	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond.Verifica Flessione	Ver. Presso-Flessione
1	0	41400,00	28998,42	26002,35	15Ø30	41401,99	220428,29	1,71	Verificata
2	0,25	42106,86	122497,84	26002,35	15Ø30	42106,67	220693,92	1,80	Verificata
3	0,5	42813,72	115998,95	20617,20	15Ø30	42809,99	220958,99	1,90	Verificata
4	5,5	56950,89	12912,95	5992,08	15Ø30	56956,49	226267,76	17,52	Verificata
5	10,5	71088,05	-17047,42	-1258,14	15Ø30	71087,73	-232900,06	13,66	Verificata
6	15,5	85225,22	-10756,72	-1759,20	15Ø30	85220,70	-238317,02	22,16	Verificata
7	20,5	99362,39	-1960,74	-542,14	15Ø30	99357,16	-243664,56	124,27	Verificata
8	25,5	113499,56	749,98	62,05	15Ø30	113504,98	247093,27	329,47	Verificata
9	30,5	127636,73	439,73	87,95	15Ø30	127638,30	252185,23	573,49	Verificata
10	35,5	141773,91	0,00	--	15Ø30	141769,56	-257921,76	25792,18	Verificata

Nodo	Def.Max Cls	Def.Max Fe	Asse Neutro [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Taglio [kg]	Sicurezza taglio	Cond.Verifica Taglio
1	3,50E-03	-1,37E-02	36,36	24,9Ø8	CLS=305712,50 Staffe=36728,89	11,76	Verificata
2	3,50E-03	-1,37E-02	36,33	24,9Ø8	CLS=305807,11 Staffe=36728,89	11,76	Verificata
3	3,50E-03	-1,36E-02	36,30	24,9Ø8	CLS=305901,72 Staffe=36728,89	14,84	Verificata
4	3,50E-03	-1,32E-02	35,66	24,9Ø8	CLS=307793,87 Staffe=36728,89	51,37	Verificata
5	3,50E-03	-1,26E-02	-34,84	24,9Ø8	CLS=313946,98 Staffe=36549,58	249,53	Verificata
6	3,50E-03	-1,22E-02	-34,06	24,9Ø8	CLS=315865,17 Staffe=36549,58	179,55	Verificata
7	3,50E-03	-1,17E-02	-33,27	24,9Ø8	CLS=321918,66 Staffe=36368,92	593,79	Verificata
8	3,50E-03	-1,16E-02	33,06	24,9Ø8	CLS=323861,82 Staffe=36368,92	5219,47	Verificata
9	3,50E-03	-1,12E-02	32,39	24,9Ø8	CLS=329798,98 Staffe=36187,45	3749,99	Verificata
10	3,50E-03	-1,07E-02	-31,31	24,9Ø8	CLS=329798,98 Staffe=36187,45	3749,99	Verificata

Condizioni di verifica e armatura necessaria.

14. SCOGLIERA ANTISEDIMENTAZIONE: CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI



14.1 CENNI TEORICI SUL CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

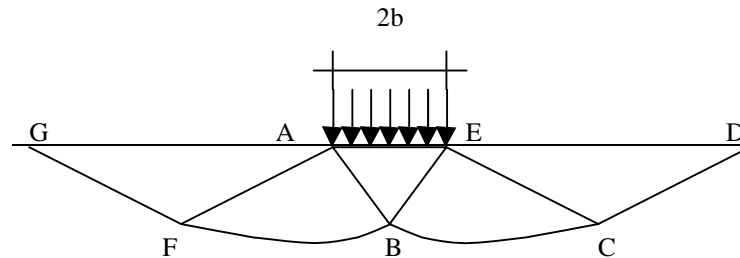
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg}\varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ+\varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie.

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno:

$$B = \cot g\varphi \left[\frac{\pi t g \varphi}{e} \left(\frac{2}{\tan(45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right) \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$, e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto *Terzaghi* assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti. In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale). In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75 \pi - \phi / 2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K p_2 \gamma}{2} - 1 \right)$$

$$\left(\cos \quad \varphi \quad \right)$$

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k^h}{tg\phi} \right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

con

S_s (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_s \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E);

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari. Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z \max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove

σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{z_i}{\Delta q_i} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

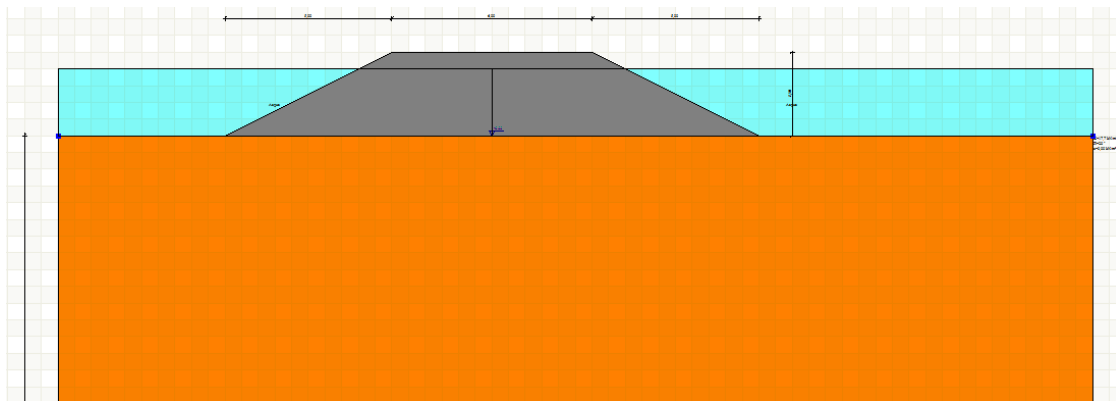
14.2 DATI GENERALI

I dati geometrici sono mostrati di seguito

– Larghezza fondazione	16,0m
– Lunghezza fondazione	190,0m
– Profondità piano di posa	0,0m
– Altezza di incastro	1,0m
– Profondità falda	0,0

SISMA

– Accelerazione massima (ag/g)	0,359
– Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
– Fattore di struttura [q]	3
– Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
– Coeff. intensità sismico terreno	[K _{hk}] 0,1005
– Coeff. intensità sismico struttura	[K _{hi}] 0,2605



Geometria

Dati generali

Tipo opera:	2-Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	T_R Tempo ritorno [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [-]	T_C^* [sec]
S.L.O.	30,0	0,36	2,53	0,24
S.L.D.	50,0	0,52	2,5	0,27
S.L.V.	475,0	2,11	2,27	0,42
S.L.C.	975,0	3,0	2,37	0,46

Parametri sismici su sito di riferimento.

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	a_{max} [m/s ²]	beta [-]	k_h [-]	k_v [sec]
S.L.O.	0,648	0,2	0,0132	0,0066
S.L.D.	0,936	0,2	0,0191	0,0095
S.L.V.	3,5181	0,28	0,1005	0,0502
S.L.C.	3,9372	0,28	0,1124	0,0562

Coefficienti sismici orizzontali e verticali.**STRATIGRAFIA TERRENO**

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; γ_m : Peso unità di volume; γ_{ms} : Peso unità di volume saturo; F_i : Angolo di attrito; F_{icorr} : Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c : Coesione; c_{corr} : Coesione corretta secondo Terzaghi; E_y : Modulo Elastico; E_d : Modulo Edometrico; N_i : Poisson; C_v : Coeff. consolidaz. primaria; C_s : Coeff. consolidazione secondaria; c_u : Coesione non drenata

DH [m]	γ_m [kN/m ³]	γ_{ms} [kN/m ³]	F_i [°]	F_{icorr} [°]	c [kN/m ²]	c_{corr} [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]	E_y [kN/m ²]	E_d [kN/m ²]	N_i	C_v [cmq/s]	C_s
30,0	17,65	18,63	20,0	20	0,0	0,0	25,0	7354,9	0,0	0,45	0,0	0,0

Caratteristiche fisiche e geotecniche del terreno.

La verifica è stata eseguita sia in condizioni non drenate che drenate con due diversi metodi per paragonarne i risultati, nella fattispecie con il metodo di Terzaghi e di Vesic.

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE (A1+M1+R3)

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	Tipo
1	A1+M1+R3	43,55	Progetto
2	Sisma	43,55	Progetto
3	S.L.E.	43,55	Servizio
4	S.L.D.	43,55	Servizio

Carichi di progetto agenti sulla fondazione.

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Sisma, Coeff. parziali parametri geotecnici terreno, Resistenze.

Condizione non drenata CU	TERZAGHI (1955)	VESIC (1975)
Fattore [Nq]	1,0	1,0
Fattore [Nc]	5,7	5,14
Fattore [Ng]	0,0	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0	0,02
Fattore forma [Sg]	1,0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0	1,0
Carico limite Q_{ult}	142,5 kN/m ²	130,66 kN/m²
Resistenza di progetto R_d	61,96 kN/m ²	56,81 kN/m²

Risultati della verifica.

Considerando che la pressione normale di progetto è $E_d=43,55$ kN/m² con il metodo di Vesic che risulta essere il più penalizzante la condizione $E_d < R_d$ è verificata ed inoltre otteniamo un fattore di sicurezza

$$F_s = Q_{ult} / E_d = 3,0$$

La costante di Winkler risulta essere pari a 5226,57kN/m³.

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	Tipo
1	A1+M1+R3	36,96	Progetto
2	Sisma	36,96	Progetto
3	S.L.E.	36,96	Servizio
4	S.L.D.	36,96	Servizio

Carichi di progetto agenti sulla fondazione.

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Sisma, Coeff. parziali parametri geotecnici terreno, Resistenze.

Considerando che la pressione normale di progetto è $E_d=36,96$ kN/m² con il metodo di Terzaghi in combinazione sismica che risulta essere il più penalizzante la condizione $E_d < R_d$ è verificata ed inoltre otteniamo un fattore di sicurezza

$$F_s = Q_{ult} / E_d = 3,0$$

La costante di Winkler risulta essere pari a 4435,23 kN/m³.

Condizione drenata CD (A1+M1+R3)	TERZAGHI (1955)	VESIC (1975)
Fattore [Nq]	7,44	6,4
Fattore [Nc]	17,69	14,83
Fattore [Ng]	4,97	5,39
Fattore forma [Sc]	1,0	1,04
Fattore forma [Sg]	1,0	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0	1,0
Carico limite Q_{ult}	350,89kN/m ²	367,45 kN/m ²
Resistenza di progetto R_d	152,56kN/m ²	159,76 kN/m ²

Risultati della verifica A1+M1+R3.

Condizione drenata CD (Sisma)	TERZAGHI (1955)	VESIC (1975)
Fattore [Nq]	7,44	6,4
Fattore [Nc]	17,69	14,83
Fattore [Ng]	4,97	5,39
Fattore forma [Sc]	1,0	1,04
Fattore forma [Sg]	1,0	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,32	0,32
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0	1,0
Carico limite Q_{ult}	110,88 kN/m²	116,11 kN/m ²
Resistenza di progetto R_d	48,21 kN/m²	50,48 kN/m ²

Risultati della verifica Sisma.**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

Cedimento edometrico calcolato con il Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

- Pressione normale di progetto 21,18 kN/m²
- Cedimento dopo T anni 15,0
- Cedimento totale 6,6 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	15	0	0	Schmertmann	4,6	2	6,6

Cedimenti.

In definitiva i risultati mostrano che le caratteristiche dimensionali della scogliera sono compatibili con le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione. D'altro canto il cedimento totale calcolato non compromette la funzionalità dell'opera già dopo 15 anni dalla realizzazione.

SIRACUSA, 03/07/2023

IL TECNICO

Ing. Paolo Calafiore